HUBERT ENGELS

HANDBUCH DES WASSERBAUES

ERGÄNZUNGSHEFT
ZUR DRITTEN AUFLAGE

MIT 27 ABBILDUNGEN IM TEXT

HUBERT ENGELS

HANDBUCH DES WASSERBAUES

ERGÄNZUNGSHEFT ZUR DRITTEN AUFLAGE

MIT 27 ABBILDUNGEN IM TEXT



VERLAG VON WILHELM ENGELMANN IN LEIPZIG / 1926

Vorwort.

Da voraussichtlich erst nach Jahren eine neue, vierte Auflage meines Handbuchs des Wasserbaues erscheinen wird, so habe ich im Einverständnis mit meinem Verleger in einem Ergänzungsheft die bemerkenswertesten neuesten Fortschritte und Erkenntnisse auf dem großen Gebiete des Wasserbaues nachgetragen und Nichtzutreffendes in der dritten Auflage richtig gestellt. In seiner Stoffgliederung lehnt sich das Ergänzungsheft ganz an die dritte Auflage an. Die Bezifferung der Figuren ist, um Verwechslungen mit den alten Figuren zu vermeiden, mit einem Stern versehen. Die Literaturangaben führen die der dritten Auflage fort. Den noch nicht verkauften Buchexemplaren ist das Ergänzungsheft beigefügt worden. Es wird auch den Besitzern der dritten Auflage und ihrer Vorgängerinnen nützlich und willkommen sein.

Dresden, im Frühjahr 1926.

Hubert Engels.

Nachtrag

zu dem Einlagebogen »Berichtigungen« der dritten Auflage.

Seite	Zeile von oben	Zeile von unten	steht falsch	heißt richtig
43		13	[11]	[10]
50		2	12·500 000	12 500 000
94	Spalte 14 der oberen Tabelle		$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - J$	$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} + J$
97	4		$\zeta_0 \frac{v^2}{2g} - \left(\frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}\right)$	$\zeta_0 \frac{v^2}{2g} + \left(\frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}\right)$
213		6	300	900
512	6		$(B-bt)$	$(B-b)t$
728	10		Stauwerken	Stauweihern
969	15		$\frac{P_1\gamma}{s_1^3\gamma}$	$\frac{P_1 g}{s_1^3\gamma}$
1315	11		Wegstädt	Wegstädtl
1321	10		die ihm	die mit ihm
1325	8		$\frac{2}{s}$	$\frac{s}{2}$

Erster Teil.

Vorkommen und Bewegungen des Wassers.

I. Abschnitt.

Zu A. § 3. Luftdruck und Winde. (S. 9—11.)

Der Schalenkreuz-Windmesser von Robinson gibt die mittlere Windgeschwindigkeit während einer kürzeren oder längeren Zeit, im allgemeinen die Stundengeschwindigkeit. Während nach Robinson die Windgeschwindigkeit dreimal so groß sein soll wie die Geschwindigkeit, mit der sich die Mittelpunkte der Schalen bewegen, hat sich, wie bereits S. 10 gesagt ist, herausgestellt, daß die Robinsonsche Regel in Verbindung mit der Beaufort-Skala die Windgeschwindigkeit zu groß gibt, da der Faktor zur Verwandlung der Umdrehungsgeschwindigkeit in Windgeschwindigkeit nicht gleich 3 ist, sondern etwa zwischen 2,2 und 2,5 liegt. Auch bei Winden von wechselnder Stärke, wie sie fast stets auftreten, ist die berechnete Windgeschwindigkeit zu groß, weil die Schalen auch in den Windpausen vermöge der Trägheit noch eine Weile fortlaufen. So hat das Schalenkreuz immer mehr an Ansehen verloren, obgleich es noch ganz allgemein im Gebrauch ist.

Überdies muß der Ingenieur Höchstwerte, keine mittleren Werte, kennen, und jene liefern die Saug-Windmesser. Bei diesen übt ein Luftstrom, der senkrecht gegen eine an einem Ende offene Röhre gerichtet ist, eine saugende Wirkung auf die Luft in der Röhre aus. Die hierdurch erzeugte Druckverminderung in der Röhre gibt ein Maß der Windstärke, wenn das andere Ende der Röhre mit einem Druckzeiger verbunden ist. Der Wind streicht über die obere Öffnung der lotrecht aufgestellten Röhre hin. (Pressure Tube Anemometer von Dines) [49].

In [50] einer sehr wertvollen Abhandlung, wird noch der Böenschreiber von Steffens-Hedde gelobt, der bei der deutschen Seewarte in Hamburg und im Strombauressort der Reichswerft in Wilhelmshaven im Betrieb ist: er scheine die brauchbarsten Werte für Ingenieurzwecke zu liefern. Als diejenige Reihe, welche sowohl nach Umfang des Beobachtungsmaterials als auch nach der kritischen Verarbeitung am besten begründet ist, wird in [50] die von Köppen aufgestellte der Deutschen Seewarte bezeichnet, welche mit der englischen Reihe nachstehend mitgeteilt wird.

Beaufortstufe		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Zugehörige Geschwindigkeit w in m/sek.	Deutsche Seewarte.	0	1,7	3,1	4,8	6,7	8,8	10,7	12,9	15,4	18,0	21	23—30	> 30
	Meteorological Office, London .	0	0,8	2,4	4,3	6,7	9,4	12,3	15,5	18,9	22,6	26,4	30,4	35

Es liegt nahe, die Größe des Winddrucks aus den beobachteten Wirkungen der Windstöße an Bauwerken usw. zu berechnen. Dabei ist aber zu beachten, daß der Wind häufig in mehr oder minder wiederkehrenden Stößen weht. Die getroffenen Gegenstände werden dadurch in eine schwingende Bewegung versetzt. Falls die Stöße in den richtigen Zeitabständen aufeinander folgen, summieren sie sich in ihren Wirkungen und können die Schwingungsweiten so vergrößern, daß der Gegenstand umstürzt. Auf diese Weise können solche schwächere, stoßweise Winde stärkere aber regelmäßig wehende in ihren Wirkungen übertreffen. In [49] werden Beispiele solcher Wirkungen angeführt, aus denen Winddrucke von 170 bis 330 kg/qm und darüber abgeleitet sind. Bei solchen Rechnungen ist aber zu beachten, daß der Gesamtdruck sich aus der Druckwirkung an der Luvseite und der Saugwirkung an der Leeseite zusammensetzt. Ebendaselbst werden auch Angaben über das durchschnittliche Verhältnis zwischen Windschwankungen und Stundenwerten der mit dem Schalenkreuz erhaltenen Windgeschwindigkeiten mitgeteilt, nach denen die Größtwerte etwa das 1,9fache, die Kleinstwerte das 0,2fache des Windmittels erreichen. Jedenfalls stellt die Winddruckfrage ein ebenso wichtiges wie noch ungelöstes Problem dar. Und die Unsicherheit, den Winddruck auf hohe Bauwerke, wie Leuchttürme, Schornsteine usw. zutreffend einzuschätzen, wird noch durch die Tatsache vermehrt, daß die Windgeschwindigkeit mit der Höhe zunimmt. Hellmann empfiehlt [49] die Formeln

für Höhen $H < 2$ m $\qquad W : w = \sqrt[4]{H} : \sqrt[4]{h}$

» » $H > 16 < 250$ m $\qquad W : w = \sqrt[5]{H} : \sqrt[5]{h}.$

Will man die Windgeschwindigkeit der Beaufortskala nach der Reihe der Deutschen Seewarte zugrundelegen, dann empfiehlt sich, statt mit der auf S. 10 gegebenen Formel für den Winddruck mit der Formel $P = 0{,}125 \cdot w^2$ kg/qm zu rechnen. Dann würde einem Winddruck von 160 kg kg/qm eine Windgeschwindigkeit $w = 36$ m/sek. entsprechen.

Zu A. § 5. Die Regenmenge. (S. 19—23.)

In [51] bringt W. Köppen eine sehr ausführliche Tabelle über die jährlichen Regenhöhen unter gleichzeitiger Angabe der Regenhöhen der regenreichsten und regenärmsten Monate der Beobachtungsorte, und zwar für die ganze Erde. Bei den einzelnen Orten ist deren Seehöhe angegeben. Es würde den Raum unseres Handbuches überschreiten, die einzelnen Zahlen hier wiederzugeben: es handelt sich um 1126 Orte! Wir beschränken uns deshalb auf die Wiedergabe der Hauptgliederung dieser Tabelle. Die Anzahl der Beobachtungsorte ist eingeklammert beigefügt.

I. Afrika.
- Tropischer Regengürtel (88).
- Nördliches Trockengebiet (49).
- Südliches Trockengebiet (43).
- Südlicher gemäßigter Regengürtel (25).
- Nördlicher gemäßigter Regengürtel (17).

II. Südamerika.
- Tropischer Regengürtel (30).
- Trockengebiet (34).
- Gemäßigter Regengürtel (49).

III. Nordamerika.
- Tropischer Regengürtel (40).
- Trockengebiet (25).
- Gemäßigter Regengürtel (43).
- Borealer Gürtel (36).

IV. Asien.
- Tropischer Regengürtel (49).
- Trockengebiet (51).
- Gemäßigter Regengürtel (73).
- Borealer Gürtel (28).

V. Australien.
- Tropischer Regengürtel (16).
- Trockengebiet (21).
- Gemäßigter Regengürtel (24).

VI. Europa.
- Trockengebiet (19).
- Gemäßigter Regengürtel (212).
- Borealer Gürtel (52).
- Polargebiete (41).

VII. Ozeanische Inseln (61).

II. Abschnitt.

Zu A. § 2. Gleichförmige Bewegung. (S. 77.)

Geschwindigkeitsformeln von O. Gröger [52].

Auch Otto Gröger hat seinen Ermittlungen die allgemeine Gleichung

$$v = k t^m J^n$$

zugrunde gelegt. Er benutzte die von den ehemaligen österreichischen hydrographischen Landesabteilungen ausgeführten Flügelmessungen, die bei einer gewissen grundsätzlichen Einheitlichkeit auch eine große Genauigkeit aufweisen. Bei der Auswahl der Messungen leitete ihn der Grundsatz, daß die Wasserspiegelbreite b am besten die Trennung der natürlichen Flußgerinne von den kleinen und künstlichen Wasserläufen gestattet, bei welch letzteren b jedenfalls die Größe v beeinflußt, während sich ein solcher Einfluß bei größeren »natürlichen Flußgerinnen« nicht feststellen ließ. Deshalb wurden als untere Grenzen der natürlichen Flußgerinne $b = 10{,}0$ m und $t = 0{,}2$ m bestimmt. Dieser Forderung entsprachen 940 Messungen, von welchen einzelne Gruppen von Gefällsklassen in ein rechtwinkliges Koordinatensystem zeichnerisch aufgetragen wurden, und zwar als Abszissen die mittleren Tiefen, als Ordinaten die zugehörigen gemessenen Geschwindigkeiten. Hierbei scharten sich alle Messungspunkte jeder Gefällsklasse um je eine parabelähnliche Kurve, dem Gesetz folgend, daß bei gleichem Gefälle dem größeren t das größere v entspricht. Zur näheren Aufklärung dieses Gesetzes wurden die Untersuchungen auf logarithmisch-zeichnerischem Wege fortgesetzt, da parabelähnliche Kurven unter gewissen Veraussetzungen logarithmisch dargestellt, nahezu gerade Linien bilden. Es wurden daher für jede Gefällsklasse die zugehörigen Messungen in ein logarithmisches Koordinatensystem einge-

tragen, und zwar als Abszissen die lg t und als Ordinaten die lg v. Hierbei ergab sich, daß sich die Punkte jeder Gefällsklasse um je eine als Gerade anzusehende Ausgleichslinie scharten. Der graphische Vergleich aller geradlinigen Ausgleichskurven ergab ferner, daß diese logarithmischen Geraden einander parallel sind und daß für diesen Parallelismus die Beziehung gilt, daß die lotrechten Abstände zwischen zwei Geraden bei zunehmendem Gefälle in einem bestimmten Verhältnis an Größe abnehmen. Zur Aufklärung dieser Abnahme wurden alle Abstände in ein logarithmisches Koordinatensystem eingetragen, dessen Abszissen die Logarithmen der Gefälle bildeten. Hierbei ergab sich, daß die Verbindungslinie aller Endpunkte der Ordinaten als eine Gerade angesehen werden kann.

Nachdem so eine bestimmte Gesetzmäßigkeit zwischen den Größen J, t und v dargetan war, wurde zur Aufstellung einer Geschwindigkeitsformel geschritten, und zwar wurden für die weiteren Untersuchungen nur Messungen in solchen Querschnitten gewählt, bei denen der benetzte Umfang nicht wesentlich größer war als die zugehörige Wasserspiegelbreite. Auf diese Weise wurden schließlich 154 auserlesene Messungen erhalten und für die Geschwindigkeitsformel die Form $v = kt^m J^n$ gewählt, da ja durch den gefundenen Parallelismus die Konstanz der Exponenten m und n erwiesen war. Nunmehr wurden mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate die drei Unbekannten k, m und n berechnet und gefunden

$$v = 23{,}781 \cdot t^{0{,}778} \cdot J^{0{,}458}, \qquad (1^*)$$

gültig für $0{,}2\,m < t < 2\,m$.

In seiner zweiten Veröffentlichung [49] hat Gröger die Formel so ausgebaut, daß sie für alle natürlichen mittleren Tiefen t brauchbar ist. Hierbei konnte er alle Messungen von $t = 2$ bis $4\,m$ benutzen, wodurch er mit den Messungen von $t > 4\,m$ nahezu 200 vollkommene Flügelmessungen erhielt, aus denen sich mit der von ihm angewandten Ausgleichsmethode ergab

$$v = 22{,}11 \cdot t^{0{,}58} \cdot J^{0{,}43}, \qquad (2^*)$$

gültig für $t > 2\,m$.

Beide Gleichungen (1*) und (2*) haben die gemeinsamen Gültigkeitsgrenzen $b_{\min} = 10\,m$, und $J_{\max} = 0{,}005$.

Die für die Prüfung der Gl. (2*) benutzten Messungen umfassen Querschnitte bis zu 13,6 m mittlerer Tiefe. Bei Benutzung der Tafel S. 5, die für bestimmte Gefälle und Tiefen die mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten unmittelbar angibt, wird für Zwischenwerte von J und t die Geschwindigkeit durch geradlinige Einmittlung nach beiden Richtungen bestimmt.

Gröger hat in gleicher Weise wie Lindboe seine Formel (1*) an weiteren 150 vollkommenen Flügelmessungen geprüft und zum Vergleich auch die Geschwindigkeiten nach Siedek und Matakiewicz ermittelt. Diese 150 Kontrollmessungen sind dadurch vor allem gekennzeichnet, daß die gemessenen Geschwindigkeiten in der überwiegenden Mehrzahl in die Mitte zwischen die bezüglichen Rechnungsergebnisse nach Siedek und Matakiewiez fallen. Hierbei wurden aus

$$\sqrt{\frac{\Sigma(\Delta^2)}{n}}$$

folgende mittlere Fehler gefunden:

Gröger $\pm$ 0,075 m, Matakiewicz $\pm$ 0,116 m, Siedek $\pm$ 0,152 m. Später hat Gröger diesen Vergleich auch auf die Formeln von Hermanek und Lindboe aus-

Mittlere Profilgeschwindigkeiten v in m/sek nach O. Gröger.

Mittlere Tiefe t m	1000 · J = 0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
0,2	0,073	0,100	0,138	0,166	0,194	0,210	0,228	0,245	0,260	0,275	0,288	0,319	0,347	0,396	0,439	0,477	0,512	0,544	0,574	0,602
0.3	0,100	0,138	0,189	0,227	0,259	0,287	0,312	0,335	0,356	0,376	0,395	0,437	0,475	0,542	0,601	0,653	0,701	0,745	0,786	0,825
0.4	0,125	0,172	0,236	0,284	0,324	0,359	0,391	0,419	0,446	0,470	0,494	0,547	0,594	0,678	0,751	0,816	0,876	0,931	0,983	1,032
0,5	0,149	0,204	0,281	0,338	0,386	0,427	0,464	0,498	0,530	0,559	0,587	0,650	0,707	0,806	0,893	0,971	1,042	1,108	1,169	1,227
0,6	0.171	0,235	0,324	0,390	0,444	0,492	0,535	0,574	0,610	0,644	0,676	0,749	0,814	0,929	1,029	1,118	1,200	1,276	1,347	1,413
0,7	0,193	0,265	0.365	0,439	0,501	0,555	0,603	0,647	0,688	0,726	0,762	0,844	0,918	1,047	1,160	1,260	1,353	1,438	1,518	1,593
0,8	0,214	0,294	0,404	0,487	0,556	0,615	0,669	0,718	0,763	0,805	0,845	0,936	1,018	1,161	1,286	1,398	1,500	1,595	1,683	1,767
0,9	0,235	0,323	0,443	0,534	0,609	0,674	0,733	0,787	0,836	0,883	0,926	1,026	1,115	1,272	1,409	1,532	1,644	1,748	1,845	1,936
1,0	0,255	0,350	0,481	0,579	0,661	0 732	0,795	0,854	0,907	0,958	1,005	1,113	1,210	1,381	1,529	1,662	1,784	1,897	2,002	2,101
1,25	0,303	0,416	0,572	0,689	0,785	0,850	0,946	1,015	1,079	1,139	1,195	1,324	1,439	1,642	1,818	1.977	2,121	2,255	2,381	2,498
1,5	0,349	0,480	0,659	0,793	0,905	1,002	1,090	1,169	1,243	1,312	1,377	1,525	1,658	1,891	2,095	2,277	2,244	2,598	2,742	2,877
1,75	0,393	0,540	0,742	0,894	1,020	1,130	1,228	1,318	1,401	1,479	1,552	1,719	1,868	2,132	2,361	2,567	2,754	2,928	3,090	3,243
2.0	0,436	0,600	0,824	0,992	1,131	1,253	1,362	1,462	1,554	1,640	1,721	1,906	2,072	2,364	2,619	2,847	3,055	3,249	3,428	3,597
2,5	0,532	0,717	0,966	1,149	1,301	1,432	1,549	1,655	1,753	1,844	1,929	2,123	2,297	2,599	2,861	3,094	3,310	3,502	3,684	3,854
3,0	0,591	0,797	1,073	1,278	1,446	1,592	1,721	1.840	1,948	2,050	2,144	2,360	2,553	2,889	3,180	3,439	3,675	3,892	4,094	4,284
3,5	0,646	0,871	1,174	1,397	1,581	1,741	1,883	2,012	2,130	2,241	2,345	2,581	2,792	3,159	3,477	3,761	4,019	4,256	4,478	4,685
4,0	0,698	0,941	1,268	1,510	1,709	1,881	2,034	2,173	2,302	2,422	2,534	2,789	3,016	3,414	3,757	4,064	4,342	4,599	4,838	5,062
4,5	0,748	1,008	1,327	1,617	1,830	2,014	2,178	2,327	2,465	2,593	2,713	2,986	3,230	3,655	4,023	4,351	4,649	4,924	5,180	5,420
5,0	0,796	1,072	1,444	1,718	1,945	2,141	2,315	2,474	2,620	2,756	2,884	3,174	3,433	3,886	4,277	4,625	4,942	5,234	5,506	5,762
6,0	0,884	1,191	1,605	1,894	2,162	2,379	2,572	2,750	2,915	3,063	3,205	3,432	3,816	4,319	4,752	5,140	5,493	5,817	6,119	6,405
7,0	0,968	1,303	1,755	2,072	2,365	2,602	2,813	3,007	3,188	3,350	3,506	3,753	4,173	4,724	5,197	5,622	6,007	6,362	6,693	7,005
8,0	1,070	1,404	1,896	2,238	2,549	2,812	3,039	3,242	3,444	3,704	3,788	4,055	4,509	5,104	5,616	6,074	6.491	6,874	7,181	7,568
9,0	1,120	1,507	2,030	2,397	2,736	3,011	3,254	3,479	3,688	3,876	4,056	4.342	4,828	5,465	6,013	6,504	6,950	7.360	7,749	8,104
10,0	1,190	1,602	2,158	2,547	2,908	3,200	3,459	3,698	3,920	4,120	4,311	4,615	5,123	5,809	6,391	6,913	7,387	7,823	8,230	8,614
11,0	1,258	1,693	2,281	2,692	3,073	3,382	3,656	3,908	4,143	4,354	4,556	4,877	5,424	6,139	6,755	7,306	7,807	8,268	8,697	9,103
12,0	1,323	1,780	2,399	2,831	3,232	3,557	3,845	4,110	4,357	4,579	4,792	5,130	5,704	6,456	7,104	7,684	8,211	8,695	9,147	9,574
13,0	1,386	1,865	2,511	2,966	3,386	3,726	4,028	4,306	4,564	4,797	5,020	5,374	5,976	6,764	7,442	8,050	8,602	9,110	9,583	10,030

gedehnt. Da aber von den 150 Kontrollmessungen nach der Lindboe schen Formel mit Rücksicht auf deren Gültigkeitsgrenzen nur bei 135 Messungen eine Geschwindigkeitsberechnung zulässig war, wodurch den Vergleichsergebnissen mit den übrigen Formeln kein gleiches Gewicht zukommt, so wurde die mittlere Abweichung der berechneten von der gemessenen Geschwindigkeit ohne Rücksicht auf das Vorzeichen aus $\frac{\Sigma(+\Delta)+\Sigma(-\Delta)}{n}$ ermittelt, wobei sich als mittlere Fehler ergaben:

Gröger $\pm$ 0,058 *m*, Lindboe $\pm$ 0,075 *m*, Hermanek $\pm$ 0,089 *m*.

Somit sind von den hier angeführten Formeln ohne wählbare Größen die Grögerschen die besten, während die von Lindboe und Hermanek ziemlich gleichwertig sind.

Zu S. 80, zweiter Absatz.

Für den sparsamen Entwurf von neuzeitlichen Großwasserkraftwerken bieten die älteren Arbeiten über den Durchfluß des Wassers durch Gräben großer Abmessungen keine genügenden Grundlagen. Deshalb wurde Ph. Forchheimer von einem Münchner Ausschuß von Fachleuten beauftragt, die Gefälle anzugeben, die für die Förderung von gegebenen Wassermengen durch Gerinne großer Abmessungen erforderlich sind. Hierbei benutzte Forchheimer außer den in der Literatur veröffentlichten Messungen solche im Betonbette des Wienflusses in Wien, in einem Kanal der Lechwerke, in dem Trostberg-Tachertinger Werkgraben sowie eigene Aufnahmen in der gleichen Strecke und sechs anderen Strecken. Die Messungen ergeben

$$v = k R^{0,7} J^{0,5}, \tag{3*}$$

worin k nur von der Oberflächenbeschaffenheit der Wandungen abhängig ist [53]. Für v in m/sek und R in m kann in Kanälen k steigen von 30 bei rauher Erde bis 90 bei glattem Beton. Als brauchbare Mittelwerte nennt Forchheimer:

bei Erd- und Kiesbetten: $k = 41$,
für alten angegriffenen Beton: $k = 50$,
» ablagerungsfreien Beton: $k = 59$.

§ 5. Staukurven.

Zu S. 103 (Quadratische Parabel als Staukurve).

Nils Westerberg [54] hat zutreffend darauf hingewiesen, daß die lotrechte Parabelachse nicht unmittelbar am Wehr liegen kann, sondern abwärts von diesem liegen muß, da der Stauspiegel unmittelbar am Wehr noch ein Gefälle J_s haben müsse. Ohne Berücksichtigung der Bewegungsenergie des strömenden Wassers findet er die Stauweite

$$l = \frac{2h}{J - J_s} \tag{4*}$$

und die Stauhöhe z im Abstand $x < l$ vom Wehr

$$z = h - \frac{2l - x}{2l} x (J - J_s) \tag{5*}$$

Unter Berücksichtigung des Einflusses der Bewegungsenergie wird, wenn v die mittlere Geschwindigkeit im ungestauten Wasserlauf und v_u die mittlere Geschwindigkeit im Stauquerschnitt am Wehr bezeichnet,

$$l = \frac{2hg - v^2 + v_u^2}{g(J - J_s)} \tag{6*}$$

Das Gefälle J_s ist für rechteckigen Querschnitt genügend genau nach Gl. (27), S. 106

$$J_s = J\left(\frac{t}{t+h}\right)^3, \tag{7*}$$

wenn t die mittlere Wassertiefe im ungestauten Gerinnequerschnitt und h die Stauhöhe am Wehr bezeichnet.

Bei großen Stauhöhen ($h \geqq t$) wird J_s so klein, daß es vernachlässigt werden kann. Dann wird auch Gl. (5*) übereinstimmend mit der Gl. $h = z - \frac{(Jx)^2}{4h} + Jx$ auf S. 105.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß Gl. (7*) zur Ermittlung der Staukurve in breiten Flüssen, die auch im aufgestauten Zustand nicht ausufern, mit Vorteil verwendet werden kann.

Benutzte Literatur. (S. 159.)

[49] Hann-Süring, Lehrbuch der Meteorologie. 4. Aufl. S. 390—405.
[50] Busch, Die Aufgaben des Bauingenieurs in der Winddruckfrage. Der Bauingenieur, 1924, S. 417 ff.
[51] W. Köppen, Die Klimate der Erde. Berlin und Leipzig 1923. S. 301—335.
[52] Otto Gröger, Eine neue Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußgerinne. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1913, Nr. 35 und 1914, Nr. 18.
[53] Ph. Forchheimer, Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. Berlin 1923.
[54] Nils Westerberg, Berechnung von Staukurven. Der Bauingenieur, 1924, S 11.

Zweiter Teil.

Gewässerkunde.

III. Abschnitt.

Zu D. Geschwindigkeitsmessungen und E. Messung der Abflußmengen.

(S. 263—312.)

Hinsichtlich der Konstantenbestimmung des hydrometrischen Flügels wird in Ergänzung des im Handbuch über die Eichung der Flügel Gesagten auf [54] verwiesen. Doch hat L. A. Ott die Methode entwickelt, nach der die Flügelkonstanten aus den Schleppversuchen abgeleitet werden. Eine Anmerkung in dieser Schrift, die Schreibung »Woltman-Flügel« betreffend, ist von allgemeinerem Interesse: »Die Schreibung des Namens mit nur einem n dürfte die richtige sein, da sich der Hamburger Wasserbauinspektor Woltman zeitlebens in dieser Weise geschrieben hat. Er selbst hat den Namen ‚hydrometrischer Flügel' eingeführt.«

Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen [55].

Außer den im Handbuch bereits beschriebenen Messungsverfahren kommen insbesondere für Wasserkraftanlagen noch andere Verfahren in Betracht, und zwar

1. Schwimmermessung mit Salzlösung nach Allen und Taylor.

Sie setzt eine längere Meßstrecke mit genau gleichbleibendem Querschnitt voraus. In die Rohrleitung wird an einer geeigneten Stelle einmal stoßartig eine Salzlösung eingespritzt, die sich über den ganzen Querschnitt ausbreiten muß. Es entsteht dann eine mit Salzlösung angereicherte Wasserwolke (Schwimmer), deren Durchgang durch zwei in bekanntem Abstand aufeinander folgende Beobachtungsquerschnitte festgestellt wird. Der Quotient aus Weg und Laufzeit der Wasserwolke wird als mittlere Geschwindigkeit im Rohr angenommen. In die beiden Beobachtungsquerschnitte werden zwei isoliert nebeneinander gespannte Drähte — Elektroden — eingebaut, an die unter Vorschaltung eines Strommessers eine Wechselspannung gelegt wird. Da die mit Salzlösung angereicherte Wasserwolke eine größere elektrische Leitfähigkeit als das unvermischte Wasser besitzt, ruft ihr Durchgang durch die Beobachtungsquerschnitte einen Ausschlag des Strommessers hervor. Ott empfiehlt eine Nachprüfung durch andere Messungen, wobei sich wohl ergeben dürfte, daß zur Erzielung einer hohen Meßgenauigkeit eine recht innige Mischung aller Wasserfäden, also eine sehr turbulente Strömung notwendig sei oder daß man einen Korrektionsfaktor anwenden müsse, der von der Art der Geschwindigkeitsverteilung abhänge.

2. Chemische Wassermessung.

Eine bekannte sekundliche Menge einer Lösung von ebenfalls bekannter Konzentration wird dauernd zugeführt. Aus dem Konzentrationsgrad der Mischung er-

gibt sich das Mischungsverhältnis und aus diesem, da die sekundliche Menge der Salzlösung bekannt ist, die sekundliche Wassermenge. Bei kleinen Wassermengen und sehr starker Durchwirblung des Wassers (Wildbäche, Peltonräder) liefert das Verfahren sehr gute Ergebnisse. Trotzdem ist es in der Schweiz der hohen Kosten wegen wieder aufgegeben worden. Seine Anwendung bei größeren Niederdruck-Kraftanlagen, wie z. B. in den Vereinigten Staaten erfordert eben einen sehr erheblichen Kostenaufwand. Weitere Einzelheiten in [55].

3. Die Stauscheibe [56].

Nach Fig. 1* wird eine dünne Scheibe mit einer scharfkantigen zylindrischen Öffnung in den Rohrstrang eingebaut. Der Unterschied des Druckes auf den beiden Seiten der Scheibe, $p_1 - p_2$, gibt den Maßstab für die Durchflußmenge. Letztere

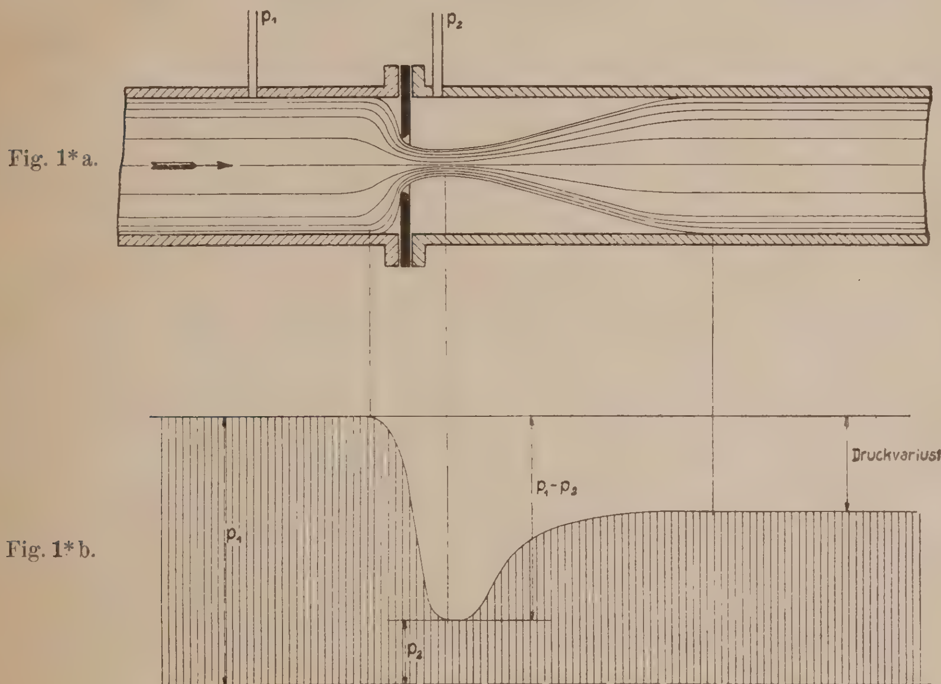


Fig. 1*a.
Fig. 1*b.

hängt von dem Ausflußbeiwert der Stauscheibe ab, der zwischen den Werten 0,6 und 1,0 schwankt, je nachdem die Meßöffnung im Verhältnis zum Rohrdurchmesser sehr klein, oder nahezu diesem gleich ist, und der daher durch besondere Eichversuche zu bestimmen ist. Sehr nachteilig ist der große Druckverlust.

4. Die Staudüse [56].

Nach Fig. 2* wird eine genau parabolisch geformte Meßdüse zwischen die Flanschen der Rohrleitung eingesetzt. Versuche haben gezeigt, daß mit solchen Meßdüsen eine hohe Meßgenauigkeit erreichbar ist, und daß der Ausflußbeiwert nur zwischen 0,97 und fast 1,0 schwankt. Dieser große Vorteil gegenüber den Stauscheiben ist hauptsächlich darin begründet, daß die Einschnürung wegen der Form der Düse fast ganz fortfällt. Der für eine Messung ermittelte Ausflußbeiwert bleibt ziemlich konstant, auch wenn die Durchflußmenge sich in weiten Grenzen ändert. Aber auch hier bleibt der Nachteil bestehen, daß ein erheblicher Teil des zur Messung benutzten Differenzdruckes in der Rohrleitung hinter der Düse als Energie verloren geht.

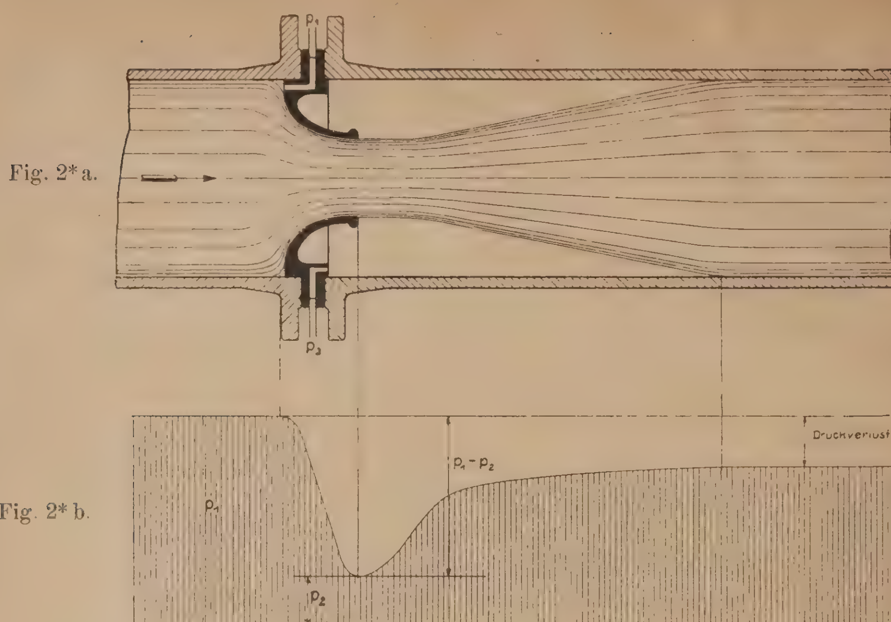
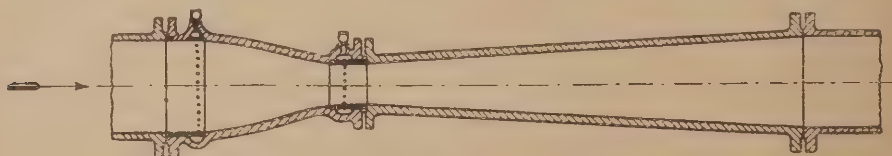


Fig. 2* a.

Fig. 2* b.

5. Der Venturi-Wassermesser [56].

Die von dem Italiener Venturi 1797 beobachtete Erscheinung, daß das aus einem konisch sich erweiternden Rohr ausfließende Wasser an der engsten Stelle des Rohres eine saugende Wirkung ausübt, wurde 1887 von dem amerikanischen Hydrauliker Clemens Herschel zum erstenmal zu Meßzwecken benutzt. Von ihm stammt die Bezeichnung Venturi-Wassermesser. Fig. 3* zeigt die von Herschel auf Grund seiner Versuche angegebene Form des Venturirohrs. Es ist das Verdienst der


Fig. 3*.

deutschen Firma Bopp & Reuther, ihre bei Stauscheiben und Staudüsen gemachten Erfahrungen auf das Venturirohr angewendet und das konische Einlaufrohr durch ein zylindrisches Rohr mit eingesetzter parabolischer Meßdüse ersetzt zu haben, Fig. 4*. Der Höhenunterschied der Piezometerstände vor und in der Meßdüse gibt ein Maß für die augenblicklich vorhandenen Geschwindigkeiten. Die Geschwindigkeit in der Verengung wird sodann durch eine allmähliche Erweiterung wieder in Druck umgesetzt, so daß keine wesentlichen Druckverluste entstehen. Nach dem Gesetz der Erhaltung der Energie ist mit den Bezeichnungen der Fig. 5*

$$p_1 + \frac{c_1^2 \gamma}{2g} = p_2 + \frac{c_2^2 \gamma}{2g},$$

woraus

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} = \frac{c_2^2 - c_1^2}{2g}.$$

Aus $F_1 v_1 \gamma = F_2 v_2 \gamma$ und mit $\frac{F_2}{F_1} = \varphi$ ergibt sich $v_1 = \varphi v_2$ und

$$p_1 - p_2 = (1 - \varphi^2) \frac{v_2^2}{2g} \gamma,$$

somit

$$v_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\varphi^2}} \sqrt{\frac{2g(p_1 - p_2)}{\gamma}},$$

oder mit $\frac{1}{\sqrt{1-\varphi^2}} = \varepsilon$ und $\frac{p_1 - p_2}{\gamma} = H$ in Meter Wassersäulenhöhe

$$v_2 = \varepsilon \sqrt{\frac{2g(p_1 - p_2)}{\gamma}} = \varepsilon \sqrt{2gH}$$

und

$$Q_0 = \varepsilon F_2 \sqrt{2gH}.$$

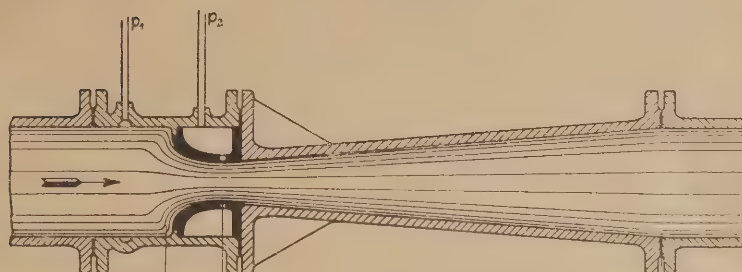


Fig. 4*a



Fig. 4*b.

Unter Berücksichtigung des bisher vernachlässigten Einflusses der Reibung erhält man die sekundliche Wassermenge

$$Q = \mu Q_0 = \mu \varepsilon F_2 \sqrt{2gH}.$$

Der Beiwert μ wird für jedes Venturirohr durch Eichung bestimmt.

Der Druckverlust ist gleich $\eta \frac{(v_2 - v_1)^2}{2g}$, wo $\eta < 1$ ist. Bei den Venturimessern nach der Bauart der Fig. 4* werden etwa 85 bis 90 vH des Druckunterschiedes H im konischen Auslaufrohr wieder gewonnen. Deshalb kann ein etwa drei- bis viermal so großes H als bei der einfachen Meßdüse für die Messung verwendet werden, ohne daß der Energieverlust in der Leitung größer wird. Dadurch wird aber der Meßbereich erheblich erweitert und die Meßgenauigkeit bedeutend erhöht.

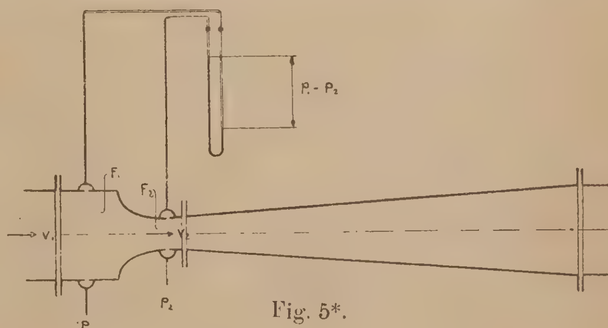


Fig. 5*.

6. Das Gibson-Verfahren.

Dieses besteht im wesentlichen in der Aufzeichnung des im Rohre herrschenden Druckes während der Zeit, in welcher das untere Rohrende allmählich abgesperrt wird. Es erfordert eine Mindestrohrlänge von etwa 30 m. Die theoretische Grundlage des Verfahrens bildet das Newtonsche Gesetz: Kraft gleich Masse $\times$ Beschleunigung, oder

$$P = m \frac{dv}{dt}.$$

Der Gibson-Apparat besitzt eine Vorrichtung, die den Druck an einem Punkt der Rohrleitung in Abhängigkeit von der Zeit, d. h. die Fläche $\int P dt$ aufzeichnet.

Da $$\int_0^t P dt = m \int dv \doteq m (v_0 - v_t) \text{ ist,}$$

so kann aus dieser Fläche die vernichtete Geschwindigkeit $(v_0 - v_t)$, die wiederum ein Maß für die abgedrosselte Wassermenge ist, bestimmt werden. Näheres in [57] und [58].

Das Gibson-Verfahren wird in den Vereinigten Staaten von Amerika trotz der verwickelten und teuren Meßeinrichtung ziemlich häufig verwendet. Da die Durchführung einer Wassermessung stets den Turbinenbetrieb stört, so kann das Verfahren nicht für Dauermessungen eingerichtet werden.

7. Flügelmessungen in Rohrleitungen [55].

In dem Querschnitt einer geraden und durch Krümmer und Einbauten unbeeinflußten Rohrleitung sind die Linien gleicher Geschwindigkeiten annähernd konzentrische Kreise. Wenn man auch deshalb die Geschwindigkeiten nur längs eines einzigen Durchmessers zu bestimmen braucht, so ist es doch sicherer, die Geschwindigkeiten längs zweier aufeinander senkrecht stehender Durchmesser zu messen und daraus das Mittel zu nehmen.

L. A. Ott folgert aus den ihm vorliegenden Messungen, daß, wenn v_0 die Geschwindigkeit in der Rohrachse und v_m die mittlere Geschwindigkeit im Querschnitt bezeichnet, das Verhältnis $v_m : v_0$ annähernd konstant ist, weshalb es erlaubt sei, für eine fortlaufende Betriebskontrolle sich auf die Messung der Geschwindigkeit in der Rohrachse zu beschränken. Ein in geeigneter Weise dauernd in das Rohr eingebauter Flügel könne deshalb als Wassermengenmesser geeicht werden. Der gleiche Verfasser weist auch erstmalig darauf hin, daß bei Gültigkeit der Formel von Prášil

$$v = v_0 \sqrt[n]{1 - \left(\frac{r}{r_a}\right)^2}$$

— v ist die Geschwindigkeit im Abstand r und r_a der Radius des Rohres — die Geschwindigkeit in einem Abstand von der Rohrwand gleich $0{,}25 \cdot r_a$ nahezu unabhängig von dem im besonderen Falle bestehenden Gesetz der Geschwindigkeitsverteilung ist. Hierzu sei auf S. 57 verwiesen, wo gesagt ist, daß man in natürlichen Wasserläufen bei Schnellmessungen sich mit nur einer Messung in einer Vertikalen in 0,6 der Tiefe begnügen darf. Wegen der Einrichtungen zur Vornahme von Flügelmessungen an mehreren Punkten des Rohrquerschnitts wird auf [55] verwiesen.

8. Flügelmessungen in offenen Turbinen-Einläufen [55].

Bei den neuen großen Wasserkraftanlagen, bei denen stets mehrere Turbinen nebeneinander angeordnet sind, liegt der Messungsort meist unmittelbar vor dem Feinrechen. Dieser Raum eignet sich wenig für Flügelmessungen. Es müssen daher

die hier vorhandenen Strömungsverhältnisse durch An- oder Einbau von rechteckigen Einlauföffnungen geregelt werden. Die so entstehenden großen Meßquerschnitte erfordern zur Beschleunigung der Messung die gleichzeitige Beobachtung mit mehreren Flügeln. Meist sind hierbei die Flügel längs einer Wagerechten angeordnet, die, an einem leichten Gitterrahmen befestigt, in verschiedene Höhenlagen gebracht werden kann. Auch wegen der hierbei in Frage kommenden Einzelheiten muß auf [55] verwiesen werden.

E. Messung der Abflußmengen.

Zu 2. Ausflußmessungen, Thomson-Überfall. (S. 303/304.)

In [59] hat L. Koch die von ihm im Dresdener Flußbau-Laboratorium ausgeführten Messungen mitgeteilt, die in Übereinstimmung mit James Barr ergeben haben, daß bei genauen Messungen der Beiwert c der Gl. (52) $Q = ch^2\sqrt{h}$ nicht als unveränderlich angenommen werden darf. Koch gibt daselbst eine Zeichnung, aus der die c-Werte für sekundliche Wassermengen bis zu 160 l zu entnehmen sind. Auch nach diesen Messungen gibt der von Thomson angegebene Wert $c = 0{,}014$ im allgemeinen zu große Wassermengen, für praktische Zwecke ist er jedoch ausreichend Der Fehler beträgt erst von $Q \approx 140$ l/sek an 2 vH und vermindert sich mit abnehmendem Q.

Benutzte Literatur. (Zu S. 316/317.)

[54] L. A. Ott, Theorie und Konstantenbestimmung des hydrometrischen Flügels. Berlin 1925.

[55] L. A. Ott, Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen. Wasserkraft-Jahrbuch 1924. Auch als Sonderdruck erschienen. München 1925.

[56] W. E. Germer, Die Venturimessung für Flüssigkeiten und Gase. 3. Auflage, 1925. Herausgegeben von Bopp & Reuther, Mannheim-Waldhof.

[57] N. R. Gibson, The Gibson Method and Apparatus for Measuring the Flow of Water in Closed Conduits, Trans. Am. Soc. Mech. Eng., Dez. 6, 1923.

[58] K. Pantell, Das Gibsonsche Meßverfahren. Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure, 1924, S. 366, dazu S. 662 und 840.

[59] L. Koch, Versuche über die Veränderlichkeit des Beiwertes c in der Thomson-Formel $Q = c\,h^{\frac{5}{2}}$. Der Bauingenieur, 1923, Heft 22.

Quellennachweis der Figuren. (Zu S. 317.)

Fig. 1* bis Fig. 5* [56].

Dritter Teil.

Flußbau.

I. Abschnitt.

Zu B. Allgemeines. (S. 323—327.)

1. Der auf S. 324 gebrachte Hinweis auf Georg Lavale ist, wie Jakob Rapp dem Verfasser geschrieben hat, nicht zutreffend: Lavale habe nie behauptet, daß das die Schwelle bildende Geschiebe das Flußbett wärend der Wanderung durchquert [55]. Des Verfassers Hinweis ist aber auch insofern fehlgehend, als der Dresdener Modellversuch, dessen Ergebnis in Fig. 238 schematisch wiedergegeben ist, nur für solche S-förmigen Flußläufe mit beharrendem Talweg und hochwasserfreien Ufern Geltung hat, deren Furtquerschnitte, in der Mitte am tiefsten, eine einfache Schalenform aufweisen, während die Beobachtungen Lavales sich zwar auch auf gewundene Flußläufe mit beharrendem Talweg beziehen, deren Furtquerschnitte aber durch einen hohen Mittelrücken gekennzeichnet sind. Anderseits haben die Dresdener Versuche eine Bestätigung erfahren durch die Braunschweiger Modellversuche von Karl Lüders [56]. Auch die späteren Versuche des Verfassers in einem S-förmig gekrümmten Modellfluß mit beharrendem Talweg und hochwasserfreien Ufern, aber mit beweglicher Sohle hat die Sandwandung der Fig. 238 ergeben [55]. Zu der auf S. 324 gegebenen Erläuterung der Fig. 238 ist noch ergänzend zu bemerken, daß der Sand vom unteren Ende eines ausbiegenden Ufers nach dem nächst unterhalb gelegenen gegenüberliegenden Ufer überschlug, in Übereinstimmung mit den Lüdersschen Versuchsergebnissen. Somit fehlt es noch an Modellversuchen über das Wandern der Geschiebe in Flußläufen der Lavaleschen Art, die zusammen mit Beobachtungen im großen die hier noch fehlende Einsicht in die Naturvorgänge zu bringen vermögen.

2. G. E. Schmidt und A. Klotzky haben geglaubt, aus ihren Weichselmessungen während des Sommerhochwassers 1913 eine Bestätigung der im Handbuch vertretenen Auffassung herleiten zu dürfen, daß das Hochwasser die Kolke vertieft und die die Kolke trennenden Furtrücken erhöht [57]. Auf Grund einer kritischen Prüfung dieser Messungen gelangt aber E. Faber zu einer entgegengesetzten Schlußfolgerung: daß nämlich bei steigendem Wasser eine Verflachung des Strombettes eintrete, eine Folgerung, die auch mit der von ihm durch ein vergleichendes Studium gewonnenen Erkenntnis über die Ausbildung des Strombettes am Oberrhein, in der Donau und im Inn übereinstimme [58, a]. Die hierauf im Dresdener Flußbau-Laboratorium angestellten Modellversuche [55] bestätigten zwar die im Handbuch niedergelegte Anschauung, gaben aber auch Anlaß zu einer nochmaligen Beleuchtung dieser strittigen Frage durch E. Faber [58, b]. Die inzwischen vom Verfasser vorgenommene Prüfung der Auf-

sätze [57] und [58] läßt ihn nachträglich Faber darin beipflichten, daß die fragliche schlanke Weichselstrecke wegen ihrer buhnenartigen Uferbegrenzung kein geeignetes Beobachtungsgebiet darstellt. Die mitgeteilten Weichselpeilungen vermögen daher eine schlüssige und einwandfreie Antwort auf die strittige Frage nicht zu geben. Vor allem lassen sie, keine Anwendung auf den Dresdener Modellversuch zu, dessen Ergebnis nur auf schlangenförmig gewundene Flußstrecken mit glatten hochwasserfreien Ufern und beharrendem Talwege — und eine solche Flußstrecke ist die beobachtete Weichselstrecke nicht — übertragen werden darf. Auch im Handbuch ist auf solche Flußstrecken Bezug genommen, vergleiche Fig. 239 *a*—*e*, S. 326, wie auch S. 327 ausdrücklich gesagt ist: ,,Endlich ist bei der Darstellung vorausgesetzt worden, daß das Hochwasser, ohne auszuufern, zwischen künstlich befestigten, d. h. unveränderlichen Ufern abfließt.« Wenn sonach die im Handbuch niedergelegte Anschauung in der Beschränkung auf die zuletzt gekennzeichneten Flußläufe aufrecht erhalten wird, und wenn auch die Frage nach dem Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und fallendem Wasser, sobald es sich um bei Hochwasser ausufernde Flußläufe schlanker Linienführung mit wandernden Kies- oder Sandbänken handelt, durch die vorerwähnten Studien Fabers bereits eine beachtenswerte Klärung erfahren hat, so verdient sie doch durch anderweitige Beobachtungen und Messungen in den natürlichen Wasserläufen und durch mit diesen gleichlaufende Modellversuche weiter verfolgt zu werden.

III. Abschnitt.

Die Ausführung der Flußregelungen.

D. Die Bauart der Regelungswerke.

Zu 463/464: Wolfsche Gehängebauten.

Die Entwicklung, Wirkungsweise und Bedeutung der Wolfschen Bauten hat der hierfür besonders zuständige E. Faber in [59] behandelt. Bei seiner ersten Besichtigung dieser Bauten in der Isar zwischen Landshut und Landau stellte er fest, daß die Gehänge, vielfach mit Schlick, Sand und Treibzeug beschwert, mit ihren rückseitigen Enden abgesunken waren und sich auf der Flußsohle oder in der Auflandung festgelegt und damit eine für die Sinkstoffe undurchdringliche Wand gebildet hatten. Am bemerkenswertesten war ihm aber die ihm von Wolf bei der Besichtigung einer Baustelle gemachte Mitteilung, daß schon eine Pfahlreihe allein, ohne die Faschinengehänge, während eines Hochwassers eine ausgedehnte Kiesablagerung hervorgerufen und dadurch die gewünschte Umbildung des Flußbettes bewirkt habe. Eine zweite Bereisung der Isar bestärkte Faber in seiner Anschauung, daß zur Erzeugung des Staues Gehänge nicht notwendig seien. Demgemäß ließ Faber in einer verwilderten Innstrecke nächst oberhalb Kraiburg eine Reihe Pfähle einschlagen und an diese je nach der Wassertiefe bis 1 m breite Holztafeln so aufhängen, daß ihre Oberkante etwa 0,8 m über gew. NW lag. Diese »Stauwand« erzeugte schon bei mäßigen Anschwellungen die gleiche Flußbett-Umbildung wie die schwebenden Gehänge.

Bei Wolfschen Bauten mit Gehängen und solchen mit Stauwänden in der Mang-

fall bei Bad Aibling, die bei jeder Anschwellung neben grobem Geschiebe stark Schlamm, Sand und Treibzeug führt, waren bald die Gehänge abgesunken und die Anlage für den geplanten Uferbau wirkungslos. Dagegen ergab sich die Überlegenheit der Wolfschen Bauten mit Stauwänden, denen Schlamm und Sand nichts anhaben konnten und die von Treibzeug leicht zu befreien waren.

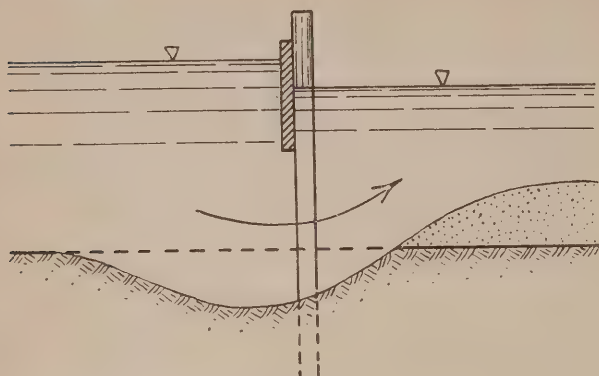


Fig. 6*.

Der durch die Stauwand, Fig. 6*, hervorgerufene Stau verstärkt das Spiegelgefälle nach der neu auszubildenden Rinne hin und ruft eine Geschiebezufuhr nach der abzubauenden Rinne hervor.

Benutzte Literatur. (Zu S. 494—496.)

[54] Willgerodt, Die Schiffahrtsverhältnisse des Rheins zwischen Straßburg und Lauterburg. Straßburg 1888.

[55] Hubert Engels, Modellversuche über das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen. Der Bauingenieur, 1924, S. 21.

[56] Karl Lüders, Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen. Die Bautechnik, 1925, Heft 53.

[57] G. L. Schmidt und A. Klotzky, Die Hochwasserpeilung im Jahre 1913 an der Weichsel und Vorschläge für weitere hydrometrische Arbeiten an geschiebeführenden Strömen. Zentralbl. der Bauverwaltung, 1922, S. 617—622.

[58] Eduard Faber, Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und fallendem Wasser a) Die Bautechnik, 1923, S. 147—150; b) ebenda, 1924, S. 426—430.

[59] Eduard Faber, Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse. Die Bautechnik, 1925, S. 426—430.

Zu Quellennachweis der Figuren. (S. 496.)

Fig. 6* nach [59].

Außerdem ist ergänzend und berichtigend nachzutragen:

Fig. Nr.	Quelle
246	[54]
247	[13] statt [18]
248	[12] statt [18]
249—252	[13] statt [18]
253/254	[18]
255	[5]
256/257	[18]

Vierter Teil.

Wehre.

C. Berechnung der Wirkungen von Stauanlagen.

Zu § 2 Grundwehr und § 3 Grundablaß. (S. 501 und 504.)

Bei dem Stauwehr Augst-Wyhlen des etwa 10 km oberhalb Basel gelegenen Rheinkraftwerks wurden bei der Planung die Schützöffnungen nach den auch im Handbuch S. 501 angegebenen Formeln berechnet und zwar mit einem $\mu = 0{,}75$. In [39] hat nun E. Fröhlich auf Grund langjähriger Beobachtungen und Messungen nachgewiesen, daß der Wert μ erheblich größer hätte angenommen werden können.

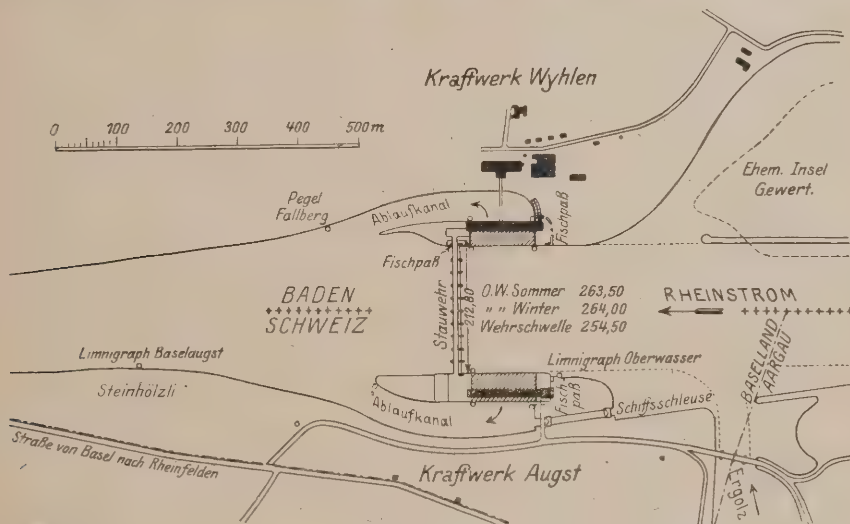


Fig. 7*.

Zum Verständnis und zur Beurteilung dieses bemerkenswerten Ergebnisses muß zunächst die Stauanlage selbst beschrieben werden. Das Stauwehr, Fig. 7* und 8*, besitzt zehn Öffnungen von je 17,50 m Lichtweite. Die neun steinernen Zwischen- oder Griespfeiler sind oberhalb der Schütznischen 4,20 m, unterhalb derselben 3,70 m breit und am Vorkopf spitzbogen-, am Hinterkopf halbkreisförmig abgeschlossen. Die Wehrschwelle besitzt eine 5 m breite ebene und wagerechte Krone, einen unter 45° abfallenden Rücken und ein wagerechtes Sturzbett. Die Wehrkrone liegt in allen, muß auf das genaueste bemessen werden, da jeder Sandüberschuß einen erhöhten Wasserzusatz und damit eine Verschlechterung des Betons herbeiführt.

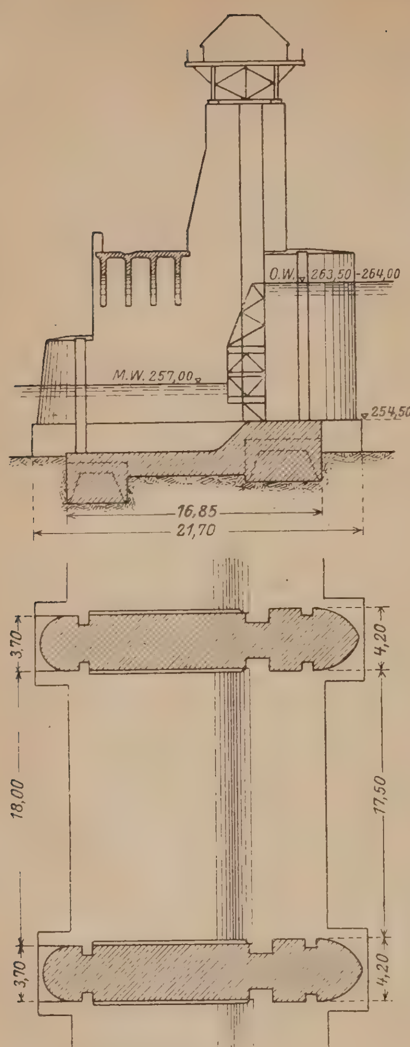


Fig. 8*.

zehn Öffnungen in der nämlichen, der mittleren Sohlenhöhe des Flusses entsprechenden Höhe + 254,50 m Pfeiler und Schwellen des Wehres sind mit gespitzten Granitquadern verkleidet. Jede Wehröffnung ist durch eine 9,5 m hohe Schütztafel verschließbar. Die vier Schützen Nr. 1, 4, 7 und 10 sind mit 15,82 m breiten und 2,5 m hohen umlegbaren Eisklappen versehen. Durch Heben und Senken der einzelnen Schütze wird der Abfluß des Oberwassers so geregelt, daß der Oberwasserspiegel bei NW und MW auf + 264,0 m und bei höheren Wasserständen auf + 263,5 m bleibt. Der größte Wehrstau beträgt 8,0 m bei NW.

Am 24. Dezember 1918 trat zum erstenmal seit der Inbetriebnahme der Anlage ein außerordentliches Hochwasser ein, zu dessen Abführung schon die Freigabe eines verhältnismäßig kleinen Teiles des bei gänzlicher Öffnung aller Wehrschützen vorhandenen Gesamtdurchflußquerschnittes genügte. Diese Beobachtung gab Veranlassung die Größe der Durchflußzahlen μ nachzuprüfen, und zwar

1. für den Ausfluß unter Wasser. Im gewöhnlichen Werkbetriebe und soweit nicht Wasser in freiem Überfall über die Schützen fließt, tauchen die angehobenen Schützen etwa 2 bis 3 m tief in das Unterwasser ein. Für den Abfluß gilt dann, Fig. 9*, die Formel

$$Q = \mu b h_2 \sqrt{2g(h_1 + k)},$$

woraus μ durch Messung von Q, $(h - h_1)$, h_1 und k bestimmt wurde mit folgenden Ergebnissen:

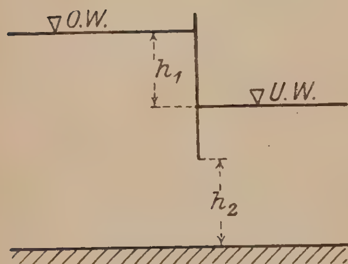


Fig. 9*.

Öffnungshöhe der Schützen $= h_2 \approx$ m	1	2	3	4	5
Gefällshöhe am Wehr $= h_1 \approx$ m	5,5	4,5	3,5	2,5	1,5
Eintauchtiefe der Schützen ins Unterwasser $\approx$ m	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Durchflußzahl $\mu =$	0,73	0,75	0,78	0,84	0,90

2. für den unvollkommenen Überfall. Während der Bauzeit erfolgte zeitweise der Abfluß nach Fig. 10*. Aus den noch vorhandenen Beobachtungenen konnte wenigstens näherungsweise auf die Größe von μ geschlossen werden mit Hilfe der Formel

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \tfrac{2}{3} [(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] + h_2 \sqrt{h_1 + k} \right\}.$$

Ergebnisse der Beobachtung und Ausrechnung:

Bei		Mittelwasser			Sommerwasser	
Basler Pegel	m	+ 0,50	+ 1,00	+ 1,50	+ 2,00	+ 2,50
h_1	m	0,30	0,37	0,44	0,52	0,59
h_2	m	2,10	2,55	2,99	3,43	3,87
$k = \frac{v^2}{2g}$	m	0,05	0,08	0,11	0,15	0,19
μ		0,834	0,840	0,846	0,856	0,865

Es nimmt also auch hier, ähnlich wie beim Ausfluß unter Wasser, der Wert μ mit steigendem Wasser gesetzmäßig zu. Auch ist auf Grund der für den vorstehenden Beobachtungsbereich ermittelten Zahlen wohl die Annahme gestattet, daß auch bei Pegelständen über + 2,50 m B. P. hinaus der Wert μ noch weiter zunimmt, und daß bei großem Hochwasser über + 4,00 m B. P. etwa mit dem Wert $\mu = 0,9$ gerechnet werden darf. »Dieses Ergebnis ist in der Tat«, wie E. Fröhlich bemerkt, »insofern von allgemeinem Interesse, als es zeigt, daß in Zukunft bei Erstellung neuer Wehranlagen vom Typus und von den Abmessungen jener in Augst-Wyhlen mit der Einschätzung der Durchflußkoeffizienten höher gegangen werden darf als es bisher üblich war, wobei sich dann geringere Wehrbreiten ergeben und dementsprechend geringere Anlagekosten.« Da in Augst-Wyhlen die Wehrkrone in der Sohlenhöhe des Flusses liegt, so handelt es sich um einen Grundablaß mit freier Durchflußöffnung bis zur Flußsohle, für den S. 501 ein Wert $\mu = 0,85$ und für den unvollkommenen Überfall nach Fig. 446, S. 504, entsprechend der Fig. 10*, ein $\mu = 0,80$ empfohlen ist.

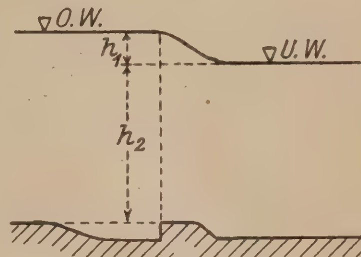


Fig. 10*.

Zu § 4. Streichwehr. (S. 505—507.)

In dem Buche »Hydraulisches Rechnen« von Robert Weyrauch, 4. und 5. Auflage, ist auf S. 205 ein vergleichendes Zahlenbeispiel für die von Forchheimer, Schaffernek und Engels gegebenen Formeln mit dem Ergebnis durchgeführt, daß die Wehrlängen betragen: nach Forchheimer $l = 115,55$ m, nach Schaffernak $l = 270,0$ m, nach Engels $l = 136,65$ m. Dazu wird gesagt: »Befriedigend kann dieses Ergebnis noch nicht genannt werden. Wir würden zur Verwendung der Schaffernakschen Formel neigen.«

Da aber in Folge eines Rechenfehlers die Wehrlänge nach Engels nicht $l = 136,65$ sondern $l = 286,0$ m beträgt, so ist vorstehendes Werturteil fehlgehend.

Zu § 5. Unvollkommenes Wehr.

Wir verdanken Danckwerts folgendes wertvolle Verfahren zur Berechnung der Wirkung von Buhnen [40]. Liegen die Buhnen in einem solchen Abstand voneinander, daß die obere Buhne außerhalb des Staubereichs der unteren Buhne liegt, dann ist, gleichbleibende Flußquerschnitte vorausgesetzt, der durch die Buhnen erzeugte Aufstau überall gleich groß und dicht unterhalb jeder Buhne die ursprüngliche Wassertiefe nicht geändert. Wenn jedoch die obere Buhne in den Staubereich der unteren reicht, dann ergeben sich bei rechteckigem Flußquerschnitt von der Breite B

und der Breite b zwischen den Buhnenköpfen mit einer sekundlichen Wassermenge Q und den Bezeichnungen der Fig. 11* folgende Formeln:

Fig. 11*.

1. **Für die Berechnung des Aufsprungs s_1 und der Wassertiefe t_1 zwischen den Buhnenköpfen:**

$$Q = v_1\, t_1\, b;\quad s_1 = t_2 - t_1 = t_2 - \frac{Q}{v_1 b} = \frac{(v_1 - v_2)\, v_2}{g} \text{ (s. S. 116)},$$

daraus

$$v_1^2 - \frac{v_2^2 + g\, t_2}{v_2}\, v_1 = -\frac{g\, Q}{v_2\, b}.$$

Daraus ist v_1 und dann s_1 und t_1 zu berechnen, wobei $Q = v_1\, t_1\, b$ als Nachprüfung dient

2. **Für die Berechnung des Absprungs s_3 und der Wassertiefe t_3 oberhalb der Buhnenköpfe:**

$$Q = v_3\, t_3\, B;\quad s_3 = t_3 - t_1 = \frac{Q}{v_2 B} - t_1 = \frac{(v_1 - v_3)\, v_1}{g},$$

daraus

$$v_3^2 - \frac{v_1^2 + g t_1}{v_1}\, v_3 = -\frac{g\, Q}{v_1\, B}.$$

Daraus ist v_3 und dann s_3 und t_3 zu berechnen, wobei $Q = v_3\, t_3\, B$ als Nachprüfung dient.

3. **Für die Berechnung der Wassertiefe t_2' unterhalb der nächst oberen Buhne** ist zu beachten, daß, solange nur die unterste Buhne vorhanden ist, diese durch den Aufstau t_3 eine Staukurve erzeugt, deren Gefälle an der Buhne selbst

$$J_s = J\left(\frac{t_2}{t_3}\right)^3$$

beträgt. Wird im Abstand l eine zweite Buhne oberhalb erbaut, so bleibt die Staukurve und das Gefälle unterhalb derselben unverändert. Hieraus folgt

$$t_2' = t_3 + J_s l - J l = t_3 - l\,(J - J_s).$$

Auf diese Weise sind von Danckwerts mit $Q = 400$ cbm/sek, $B = 100$ m, $b = 70$ m, $t_2 = 2{,}0$ m, $J = 0{,}0009$ und einem $c = 47$ der allgemeinen Geschwindigkeits-

formel für Buhnenabstände $l = 100$, 200 und 300 m, von der untersten Buhne anfangend, die Stautreppen berechnet. Für $l = 100$ m sind die Ergebnisse hier zusammengestellt.

Buhne	t_2	v_2	s_1	t_1	v_1	s_3	t_3	v_3	J_s
1	2,000	2,000	0,264	1,736	3,295	0,506	2,238	1,788	$0{,}713 \cdot J$
2	2,212	1,810	0,202	2,010	2,840	0,330	2,340	1,710	$0{,}623 \cdot J$
3	2,306	1,735	0,186	2,120	2,690	0,290	2,410	1,660	$0{,}572 \cdot J$
4	2,372	1,685	0,162	2,210	2,590	0,240	2,450	1,630	$0{,}543 \cdot J$
5	2,404	1,660	0,147	2,257	2,530	0,230	2,480	1,615	$0{,}524 \cdot J$
6	2,437	1,640	0,144	2,295	2,500	0,220	2,500	1,600	$0{,}512 \cdot J$
7	2,456	1,630	0,142	2,314	2,470	0,205	2,500	1,600	$0{,}512 \cdot J$
12	2,456	1,630	0,142	2,314	2,470	0,205	2,500	1,600	$0{,}212 \cdot J$

Von da an wo J_s nicht mehr abnimmt, bleiben auch die übrigen Zahlen konstant: die Stautreppe steigt von hier ab parallel zum ursprünglichen Wasserspiegel aufwärts. Die Staukurve ist hierbei mit der Stautafel von Rühlmann ermittelt worden.

Zu § 6. Brückenstau. (S. 508—512.)

Dubuat hat als Erster Modellversuche über den Brückenstau angestellt und die von ihm entwickelte Stauformel an diesen geprüft. Wir entnehmen [41] folgende Darlegung Dubuats. Da das Wasser gezwungen ist, durch den verengten Querschnitt zwischen den Pfeilern zu fließen, so kann es solches nur mit einer diesem Querschnitt entsprechenden Geschwindigkeit, zu deren Erzeugung eine gewisse Druckhöhe erforderlich ist. Diese Druckhöhe z_1, Fig. 12*, ist der erste Anteil des Staues. Unterhalb behält der Wasserspiegel seine alte Höhe: höchstens wird er sich am Hinterkopf des Pfeilers etwas senken können, bevor er seine ursprüngliche Höhe wieder erreicht hat, aber diese Senkung kann vernachlässigt werden. Zwischen den Pfeilern stellt sich wegen der größeren Geschwindigkeit ein größeres Gefälle ein, und der Überschuß dieses Gefälles bildet den zweiten Anteil z_2 der Staues z. Ist v die ursprüngliche Geschwindigkeit, $n = \frac{B}{b}$ das Verhältnis der Bettbreite zur Summe der Lichtweiten zwischen den Pfeilern, dann ist $n \,.\, v$ die Geschwindigkeit unter der Brücke. Unter Vernachlässigung der Einschnürung an den Pfeilervorköpfen ist die zur Erzeugung dieser Geschwindigkeit erforderliche Druckhöhe $= \frac{n^2 v^2}{2g}$. Da aber das Wasser bereits eine der Druckhöhe $\frac{v^2}{2g}$ entsprechende Geschwindigkeit besitzt, so ist die der Geschwindigkeitsvergrößerung entsprechende Druckhöhe bei Vernachlässigung der Einschnürung $= \frac{n^2 v^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}$. Unter Einführung der Einschnürungszahl μ muß man den letzten Ausdruck mit $\frac{1}{\mu^2}$ multiplizieren, so daß nunmehr die Druckhöhe wird

$$z_1 = \frac{1}{\mu^2}\left(\frac{n^2 v^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}\right) = \frac{v^2}{2g\mu^2}(n^2 - 1).$$

Da nach Fig. 12* Jl das auf die Pfeilerlänge l bezogene und der Geschwindigkeit v entsprechende Gefälle ist, so ist $n^2 Jl$ das für die Geschwindigkeit nv erforderliche auf die Pfeilerlänge bezogene Gefälle. Da aber das Gefälle bereits Jl betrug, so ist die Gefällvergrößerung

$$z_2 = n^2 Jl - Jl = Jl(n^2 - 1).$$

Somit der gesamte Stau

$$z = z_1 + z_2 = \left(\frac{v^2}{\mu^2 \cdot 2g} + Jl\right)(n^2 - 1).$$

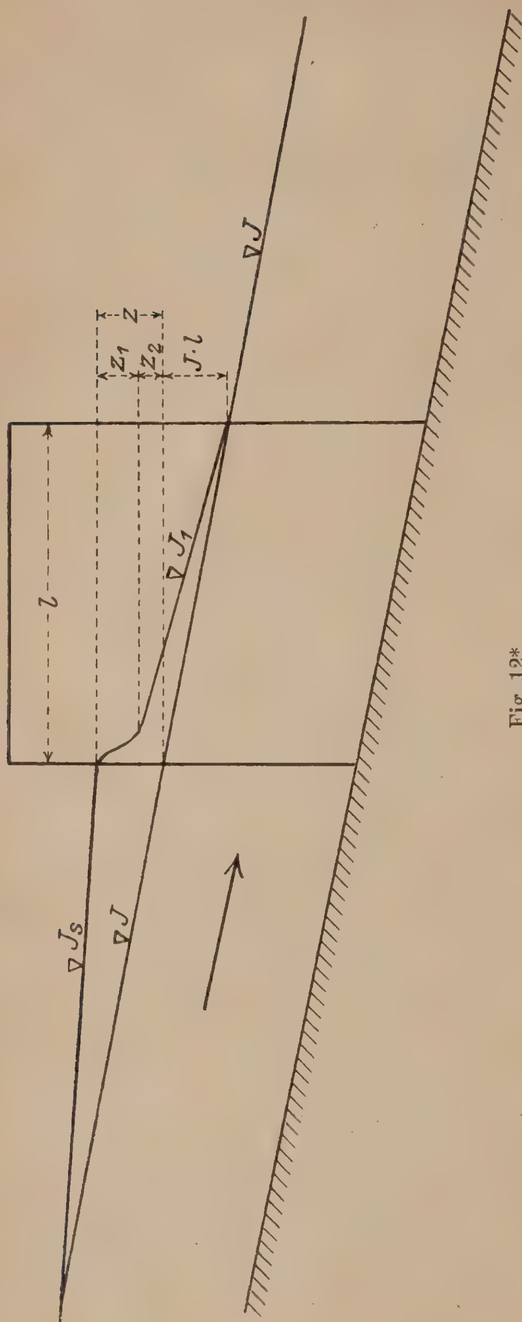


Fig. 12*.

Wenn auch Krey die Aufgabe schärfer gelöst hat als Dubuat, so kann doch die Dubuat-Formel zur erstmaligen rohen Einschätzung der Stauhöhe verwendet werden. Die Anwendung dieser Dubuatschen Stauformel auf das Zahlenbeispiel S. 510 ergibt mit $\mu = 0{,}98$

$$z = \left(\frac{2{,}273^2}{0{,}98^2 \cdot 2 \cdot 9{,}81} + 0{,}000\,307 \cdot 12\right) \left[\left(\frac{220}{200}\right)^2 - 1\right] = \mathbf{0{,}058\ m}.$$

Die Berechnungen nach Krey mit $z = 0{,}023$ m und nach Rehbock mit $z = 0{,}024$ m zeigen, daß die Dubuatsche Formel eine zu große Stauhöhe ergibt. Dubuats Formel liefert also ein zu ungünstiges Ergebnis, man ist daher bei ihrer Anwendung sicher, keinen zu kleinen Stau zu erhalten.

Zu D. 1. Feste Wehre. (S. 525/526.)

Dem in [38] genannten Ingenieur Hans Roth verdankt Verfasser die Mitteilung, daß kolksichere Sturzböden, auch Floßfedern genannt, nach der Bauart Pfletschinger-Läufer zwar in Österreich an kleineren Gewässern mit gutem Erfolg als Wehrschutz angewendet, daß aber Versuche, diese Bauart auch in der Schweiz an größeren Wehren einzuführen, gescheitert seien. Die beim Großkraftwerk Mühleberg und in Eglisau angewendeten Floßfedern seien nach kurzer Zeit weggerissen. In beiden Fällen sei die Anwendung der Floßfedern nicht sehr glücklich gewesen. In Mühleberg sei die Floßfeder nicht unter einen Schußstrahl sondern unter lebhaft bewegtes Wasser zu liegen gekommen. In Eglisau hätte die Floßfeder notgedrungenerweise in den Dammbalkennuten befestigt werden müssen. Nach kurzer Zeit sei in Eglisau die Tafel als ganzes weggeschwemmt und in Mühleberg seien die Tafeln durch Hin- und Herziehen zersplittert worden, so daß die einzelnen Balken wie Zündhölzer aus der Umrahmung herausgespickt worden wären infolge Anschlagens an die rückseitige Betonwand wegen zu elastischen Gelenkes.

Berichtigung.

Nach dem Erscheinen des Ergänzungsheftes hat die Firma J. Pfletschinger & Comp. in Wien mir den Nachweis erbracht, daß auf S. 22 dieses Heftes die an den Anlagen Mühleberg und Eglisau verwendeten Floßfedern mit den von diesen gänzlich verschiedenen kolksicheren Sturzböden der genannten Firma verwechselt worden sind. Die Floßfeder ist in der Tat in Mühleberg und Eglisau angewendet und es ist richtig, daß sie dort zu einem Mißerfolg geführt hat. Das ist aber vor der Erfindung des kolksicheren Sturzbodens Pfletschinger-Läufer gewesen. Nicht richtig ist, daß der kolksichere Sturzboden nur an kleineren Gewässern in Oesterreich mit Erfolg angewendet sei. Vielmehr ist er auch in großen Gewässern, z. B. an der Mur beim Kraftwerk Gratwein in Steiermark und anderswo zur vollen Zufriedenheit verwendet worden.

Auf Grund dieser Tatsachen muß ich an dem günstigen Werturteil auf S. 525, 3. Aufl. meines Handbuches festhalten.

Dresden, Juli 1926. **Hubert Engels.**

Dagegen scheint die Bekämpfung der Sohlenauskolkung bei Wehren durch die von Th. Rehbock ersonnene und bereits mehrfach mit Erfolg angewendete Zahnschwelle, D.R.P. Nr. 413708, vielverheißend zu sein [42]. Die Zahnschwelle, Fig. 13*, besteht aus einer niedrigen, am Ende des ebenen Sturzbettes quer über den Fluß hinüber angebrachten dachartigen Schwelle, die in regelmäßigen Abständen stromaufwärts gerichtete Zähne mit lotrechter Stauwand besitzt. Die kolkverhütende Wirkung der Zahnschwelle führt Rehbock zurück auf die günstige Einwirkung der folgenden wesentlichen Elemente der Zahnschwellen auf den Wasserabfluß:

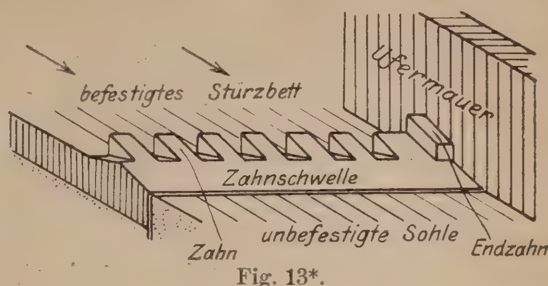


Fig. 13*.

1. die lotrechte Stirnwand der Zähne;

2. die sanft stromabwärts ansteigende Sohle der Lücken zwischen den Zähnen, die zugleich als Spülkanäle Auflandungen oberhalb der Schwelle verhüten;

3. die schwach stromabwärts abfallende Oberfläche der Zahnschwelle, die ohne jeden schroffen Absturz in die Flußsohle übergeht.

Die Wirkung der Schwelle, Fig. 14*, ist nach Rehbock im wesentlichen daraus zu erklären, »daß ein Teil der nahe der Sohle über die wagerechte Sturzbettplatte fließenden Wasserfäden durch die Zähne von der Sohle abgehoben wird, wobei sich stromaufwärts von der Schwelle eine langgestreckte Grundwalze mit stromaufwärts

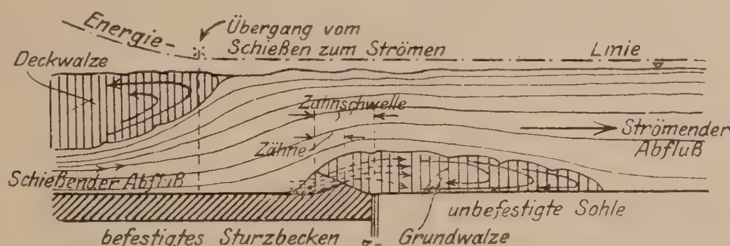


Fig. 14*.

gerichteter Grundströmung bildet. In diese Grundströmung ergießt sich der durch die Zahnlücken hindurchgehende Teil der Wasserfäden fächerartig in entgegengesetzter Richtung, wodurch die Geschwindigkeiten des Wassers im unteren Teil der Grundwalze so weit abgebremst werden, daß sie auch die unbefestigte Sohle nicht mehr wesentlich anzugreifen vermögen. Durch die aus dem oberen Teil der Zahnlücken austretenden sanft aufwärts gerichteten Wasserströme wird zugleich der durch die Zähne nach oben abgelenkte Hauptstrom daran verhindert, sich wieder schroff auf die Sohle zu senken und Kolkbildungen hervorzurufen. Durch das Zusammendrängen der Wasserfäden an der Oberfläche des Wasserstromes werden hier die Abflußgeschwindigkeiten erhöht, was bei der gleichzeitigen Verkleinerung der Sohlengeschwindigkeiten zur Erzeugung der normalen Geschwindigkeitsverteilung im Gesamtstrom führt«. Nach dem Ergebnisse der bisherigen Versuche erfordern nach Rehbock die durchlaufenden Dachschwellen um eine Höhe von $^1/_{16}$ bis $^1/_{24}$ der Absturzhöhe des

Wassers, während für die aufgesetzten Zähne eine Höhe von $^1/_8$ bis $^1/_{12}$ der Absturzhöhe genügen soll. Bei solchen kleinen Abmessungen sei für die üblichen mittleren Absturzhöhen eine fabrikmäßige Herstellung der Zahnschwellen möglich. Als Baustoff für die Zahnschwellen empfiehlt Rehbock bei geschiebefreiem Wasser reinen Beton, bei geschiebeführendem Wasser aber Eisenbeton oder Gußeisen oder Gußstahl.

Zu: Berechnung der Segmentwehre, Fig. 618—620 (S. 617—619.)

Für den der Berechnung zugrunde gelegten Fall, daß der Mittelpunkt des Krümmungskreises der Blechhaut mit der Drehachse zusammenfällt, wird das Moment des Wasserdruckes in bezug auf die Drehachse gleich Null. Somit vereinfachen sich die Gleichungen auf S. 619 wie folgt:

Zu Fig. 618: $Zz = Gb + \mu Sr$,
» Fig. 619: $Zz = Gb + G_w c + \mu Sr$,
» Fig. 620: $Zz = Gb + G_w c + \mu Sr$.

Ferner bedürfen die drei Kräftepläne auf S. 618 einer Berichtigung. Für die zeichnerische Ermittlung von S aus diesen Kräfteplänen ist der Zustand des ersten Abhebens der Wehrklappe vom Wehrrücken maßgebend, bei dem der Gegendruck des Wehrrückens durch die Aufzugskraft Z ersetzt wird. Alsdann ergibt sich aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen: Summe lotrechte Kräfte und Summe Momente in bezug auf die Drehachse O gleich Null, für die lotrechte Seitenkraft von S im Kräfteplan zu Fig. 618 die Größe $G - A - \frac{Gb}{z}$ und in den Kräfteplänen zu Fig. 619 und 620 die Größe $G + G_w - A - \frac{Gb + G_w c}{z}$.

Zu: **Walzenwehre.** (S. 619—629.)

Versenkwalzen [43].

Das heutige Bestreben, die Wasserkräfte an kanalisierten Flüssen möglichst auszunutzen, hat das Bedürfnis nach Wehrverschlüssen wachgerufen, die eine Feinregelung, Schwemmsel- und Eisabführung bei geringstem Wasserverlust, d. h. bei geringster Beeinträchtigung des Kraftwerkes, und bei geringster Beanspruchung der Massivwehrunterbauten gestatten. Bereits im Jahre 1914 hat die M.A.N. in der Elbe bei Kolin eine der ganzen Höhe nach in die feste Wehrschwelle absenkbare Walze ausgeführt, die außerdem auch vollständig über Hochwasser hebbar ist. Diese während des Krieges eingebaute Walze ist jedoch noch nicht ausprobiert, weil die Arbeiten am Kraftwerk noch nicht zu Ende geführt sind. Inzwischen ist es gelungen, die Versenkwalzen durch eine wirksame und zuverlässige Dichtung zu verbessern. Außerdem wird im allgemeinen eine Absenkbarkeit um die volle Walzenhöhe, wie bei Kolin, weder erforderlich noch erwünscht sein. Überdies ist es meistens nicht zulässig und häufig zu kostspielig, so tiefe Gruben in der Wehrschwelle auszuführen, wie sie die volle Absenkbarkeit erfordern würde. Nur dort ist eine solche Grube zulässig, wo ein höheres festes Wehr vorhanden ist, der Versenkraum also ohne tieferes Eindringen in die unterwasserseitige Flußsohle hergestellt werden kann, so daß eine Verschlammung und Versetzung mit Geschiebe ausgeschlossen oder wirksame Spülung möglich ist.

Bei der teilweise versenkbaren Walze ist der untere Teil der die Laufbahn bildenden Zahnstange so gekrümmt und der Schnabelansatz am Tragzylinder der

Walze so geformt, daß beim Abwärtsbewegen der Walze, also beim Versenken derselben aus der Stauanlage, der Schnabelansatz mit einem genau gleichbleibenden kleinen Abstand von der festen Wehrschwelle an dieser vorbeistreicht. Bei der Versenkwalze ist die Sohlendichtung der wichtigste Punkt. Sie ist von der M. A. N. so ausgebildet, daß empfindliche Teile vermieden sind und durch den Wasserdruck selbst die Dichtungsleisten sich gut anlegen, Fig. 15*. Der Rand der festen Wehrschwelle, gegen den sich der Dichtungsbalken aus Eichenholz der Walze anlegt, ist mit Eisenblech verkleidet. Die Krümmung der Kante dieser festen Wehrschwelle und die Form des nach der Unterwasserseite zu anschließenden Teiles derselben sind so gewählt, daß der Sohlendichtungsbalken nur gerade in der Staulage anliegt und nach kurzem Senk- oder Hubweg nicht mehr schleift. Um nun zu erreichen, daß der Dichtungsbalken durch den Druck des Oberwassers an die feste Wehrschwelle angepreßt wird, ist am unteren Schnabelende ein Blechkasten angebracht, der fest mit der übrigen Konstruktion verbunden ist. Nur die der Oberwasserseite zugekehrte Wand des Kastens ist durch ein federndes Blech von etwa 6 mm Stärke gebildet, das einseitig an den Blech- oder Wasserkasten fest angeschraubt ist und am oberen Rande den Dichtungsbalken trägt. Das Federblech kann nach beiden Seiten hin nur um so viel abgebogen werden, als mit Rücksicht auf die größte Durchbiegung der Walze, sowohl durch den Wasserdruck als auch durch Sonnenbestrahlung erforderlich ist. Das Oberwasser tritt in den Wasserkasten durch einen Spalt zwischen dem Dichtungsbalken und der oberen Kastenwand ein. Die Spaltweite soll nur einige Millimeter betragen, so daß einmal die Bewegung der federnden Wand gesichert ist, anderseits aber auch das Eindringen von Schwimmkörpern und Sinkstoffen nach Möglichkeit verhütet ist. Um des vollen Druckes des Oberwassers im Kasten sicher zu sein, führen noch an mehreren Stellen von einem hochgelegenen Punkt des Schnabels aus Wasserrohre unmittelbar vom Oberwasser zum Kasten. Durch diese weitere Verbindung mit dem Oberwasser ist eine leichte und zuverlässige Möglichkeit zur Durchspülung des Wasserkastens für den Fall gegeben, daß sich dort feinere Sinkstoffe ablagern sollten. An beiden Enden des Wasserkastens, also an den Walzenenden, ist der Kasten durch Schieber verschlossen, bei deren Öffnen das durch die Rohre und den Spalt zwischen Dichtungsholz und Kastenoberwand zugeführte Oberwasser unter großem Druck, also mit großer Geschwindigkeit, nach beiden Kastenenden durchströmt und den Kasten wirksam ausspült. Bei hochgerollter Walze oder bei ihrer gewöhnlichen Stau-

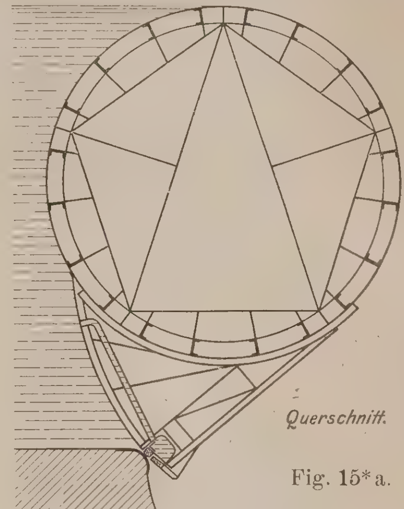


Fig. 15* a.

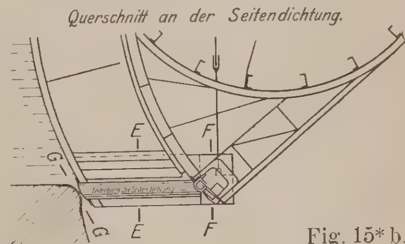


Fig. 15* b.



Fig. 15* c.



Fig. 15* d.

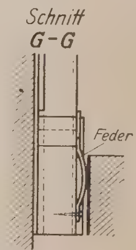


Fig. 15* e.

lage kann der Kasten, falls kein Unterwasser vorhanden ist, jederzeit geöffnet, gründlich gereinigt und im Anstrich erneuert werden.

Größter Wert ist auf die Form des unterwasserseitigen Teiles der festen Wehrschwelle zu legen. Der Raum zwischen dieser und dem Walzenschnabel soll sich stetig erweitern, so daß Geschiebeteile oder sonstige Ablagerungen sich nicht ansammeln oder anhaften können, vielmehr sicher über das Sturzbett hinweggerissen werden.

Die Wehranlage im Main bei Viereth mit zwei Versenkwalzen von je 30 m Lichtweite, 6 m Höhe und 1 m Absenkbarkeit der Walzen hat ganz besonders auch hinsichtlich der Dichtung allen auf sie gesetzten Erwartungen in vollem Maße entsprochen.

Zu: **Vergleich der beweglichen Wehre.** (S. 629.)

Schützenwehre. Die neuzeitlichen zweiteiligen Schützenwehre für große Stauhöhen gestatten eine raschere und leichtere Anpassung an die Wasserverhältnisse als die schwer zu handhabenden Walzenwehre.

Benutzte Literatur. (Zu S. 634/635.)

[39] E. Fröhlich, Bestimmung der Durchfluß-Koeffizienten für das Stauwehr Augst-Wyhlen. Schweizerische Bauzeitung, Bd. 78 (1921), Nr. 20.

[40] Danckwerts, Der Stoß des Wassers nebst Anhang: die Wirkung der Buhnen. Wiesbaden 1906. (Sonderdruck aus der Zeitschr. für Architektur und Ingenieurwesen, 1906.)

[41] Dubuat, Principes d'Hydraulique et de Pyrodynamik, Nouvelle Édition, Paris 1816. Tome 1, Pag. 217; Tome 2, Pag. 121.

[42] Theodor Rehbock, Die Bekämpfung der Sohlen-Auskolkung bei Wehren durch Zahnschwellen. Festschrift anläßlich des 100jährigen Bestehens der Technischen Hochschule Fridericiana zu Karlsruhe, 1925. — Siehe auch: Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure, 1925, Nr. 44.

[43] Becher, Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaus. Der Bauingenieur, 1925, Heft 24/25.

Quellennachweis der Figuren. (Zu S. 635.)

Fig. Nr.	Quelle
7*	[39]
8*	[39]
11*	nach [40]
13*	nach [42]
14*	nach [42]

Fünfter Teil.

Talsperren.

B. Bauliches.

§ 2. Mauern.

Zu: **Ausführung der Mauern.** (S. 663/664.)

Mauern aus Gußbeton. Das amerikanische von uns übernommene Gußbetonverfahren ist durch das Bestreben nach Ersparung von Arbeitskräften und Bauzeit durch maschinelle Betonförderung unter Ausnutzung der Schwerkraft gekennzeichnet. Der flüssige Beton wird in Kübeln auf hohe Türme befördert und von diesen aus durch bewegliche im Gefälle angeordnete Rinnen an die verschiedenen Verwendungsstellen geleitet. Für die Güte des fertigen Betons ist die Erzeugung eines ununterbrochenen Betonstromes von stets gleichmäßiger Beschaffenheit sehr wesentlich. Der Entmischungsgefahr wird durch zweckmäßige Zusammensetzung des Betons vorgebeugt. Die Festigkeit des Gußbetons steht der des Stampfbetons, wenigstens für die Praxis, nicht nach. Voraussetzung für eine wirtschaftlich arbeitende Gußbetonanlage ist ihre vor Beginn des Baues auszuführende sorgfältige Planung bis in alle Einzelheiten sowie die Fertigstellung aller Teile in guten Werkstätten. Das Verfahren stellt einen ungemein wichtigen Fortschritt in der Verbilligung der Herstellungskosten großer Bauwerksmassen, wie sie bei Talsperren, großen Schiffsschleusen usw. vorkommen, dar, indem es alle allgemeinen Fortschritte auf dem Gebiete der Massengewinnung, Massenförderung und Massenverteilung sich nutzbar gemacht hat. Abgesehen von der mit diesem in den letzten Jahren auch bei uns eingeführten Verfahren verbundenen Ersparnis an gelernten Maurern und Zeit ist die mit ihm erzielte gleichmäßige Beschaffenheit der Mauermasse von großem Vorteil. Die 50 m hohe Talsperre am Schwarzenbach ist die erste in Deutschland, die aus Gußbeton mit Felsblockeinlagen erbaut ist. Bei ihr ist eine Zeitersparnis von etwa 100 vH erzielt worden, während die Ersparnis an Kosten und an gelernten Arbeitern nur etwa 35 vH der Gesamtanzahl ausmachte. Das bei der Schwarzenbachsperre angewendete Mischungsverhältnis schwankt, in Raumteilen, von 1 Teil Zement, $^1/_2$ Teilen Kalk, 1 Teil Traß, 5 Teilen Sand und $7^1/_2$ Teilen Schotter bis zu 1 Z., $^1/_2$ K., 1 T., 7 S. und $10^1/_2$ Sch. Die Mauer ist im Grundriß bogenförmig, trotzdem sind noch Temperaturfugen eingelegt worden. Beim Gußbetonverfahren kann auch der Beton mit Kabelkranen anstatt mit Gießrinnen zugebracht werden. Im ersten Falle ist der Wasserüberschuß, wie er bei der Zubringung durch lange Rinnen erforderlich wird, nicht in gleichem Maße erforderlich. Der für die Gießbarkeit von Beton notwendige Kleinstgehalt an Sand

Voraussichtlich wird auch bei uns das Gußbetonverfahren die Aufmauerung der massiven Talsperren verdrängen.

In der Schweizerischen Bauzeitung, 81. Band (1923) S. 239 findet sich ein sehr beachtenswerter Vorschlag von E. Gutzwiller für die Ausbildung von Staumauern nach einem Zellensystem. Die Bauweise ist sorgfältig durchdacht und gibt zu technischen Bedenken keinen Anlaß. Das Gußbetonverfahren wird eine verhältnismäßig einfache Ausführung nach diesem System gestatten und wird voraussichtlich, namentlich bei hohen Staumauern an entlegenen Baustellen, dort also wo größte Einschränkung des Zementverbrauches geboten ist, sich als wirtschaftlich erweisen.

Zu § 3. Talsperren in gemischter Bauweise. (S. 671/672.)

Bei Talsperren mit einer dünnen sich elastisch ausbiegenden Kernmauer aus Eisenbeton, Fig. 679, wirkt der Gegendruck des luftseitigen Dammkörpers passiv.

Zu § 4. Sonstige Bauweisen.

Auflösung in gegliederte Bauweise. (S. 672/673.)

Die in den Fig. 506 bis 512 (S. 528 bis 531) dargestellten Hohlwehre aus Eisenbeton, bei denen eine geneigte bewehrte Betondecke den ihr zukommenden Wasserdruck durch lotrechte Zwischenpfeiler oder Rippen auf den Baugrund überträgt, sind für Staumauern großer Abmessungen — bis zu mehr als 130 m Kronenlänge und bis zu Höhen von 40 m — in den Vereinigten Staaten häufig ausgeführt. Der Urheber dieser hohlen Staudämme aus bewehrtem Beton ist der Norweger Nils F. Ambursen. Diese Bauweise führt gegenüber den Schwergewichtsmauern oder den geschütteten Staudämmen erhebliche Ersparnisse herbei, wenn auch nicht immer an den unmittelbaren Baukosten, so doch an der Bauzeit, also auch an den Bauzinsen. Infolgedessen ist mit ihr, falls die Sperre der Gewinnung von Wasserkräften dient, eine bedeutend frühere Erzielung von Betriebseinnahmen verbunden. K. E. Hilgard bringt in [27] bemerkenswerte amerikanische Beispiele, auf die hier verwiesen sei.

Lotrechtes Einzelgewölbe [28].

Gleichzeitig mit den Ambursendämmen hatte sich in den Vereinigten Staaten noch eine andere Bauweise entwickelt, bei der durch stärkere Krümmung der Mauer im Grundriß eine fast ausschließliche Bogenwirkung hervorgerufen wird, eine Bauart, die sich für enge und tiefe Täler mit festen Seitenwänden eignet. Eine solche Bogenmauer ist in statischer Beziehung ein vielfach unbestimmtes System. Man kann sie auffassen als zusammengesetzt aus einer Reihe in der Sohle eingespannter Stützmauerscheiben und einer Reihe wagerecht liegender Bogenscheiben. Da beide Reihen in dem einheitlichen Mauerkörper miteinander verbunden sind und somit in den einzelnen Verschneidungspunkten gleiche elastische Durchbiegungen durch Wasserlast, Temperaturänderungen usw. erleiden müssen, ist eine genaue Berechnung möglich, bei der einige Vereinfachungen zur Abkürzung des Rechnungsverfahrens zulässig sind. Die ersten Bogenmauern formte man im Grundriß aus einem einzigen Mittelpunkt, erkannte jedoch bald, daß dadurch die gewünschte ausschließliche Bogenwirkung im mittleren und unteren Teile der Mauer beeinträchtigt wurde. Denn in der Nähe der Sohle ist die dem Bogen entsprechende Durchbiegung durch die starre Einspannung der Mauer an sich schon erheblich behindert. Von der Krone nach der Talsohle nimmt nun meist die Sehnenlänge und damit bei Festhaltung des Mittelpunktes der Zentriwinkel eines Horizontalschnittes rasch ab. Die unteren Gewölberinge sind daher bei der Ein-Mittelpunkt-Anordnung sehr flach, wodurch die Bogenwirkung weiter

beeinträchtigt wird. Daher werden jetzt die Bogenmauern nicht mehr aus einem einheitlichen Mittelpunkt angeordnet sondern so, daß der Halbmesser der Bogenachse von der Krone nach unten hin stark abnimmt. Es hat sich hierbei häufig als zweckmäßig erwiesen, dafür den Zentriwinkel unveränderlich zu machen. So entstand die Ein-Winkel-Form. Während die durch die äußeren Kräfte bedingten Druckspannungen unter Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen ohne Schwierigkeiten aufgenommen werden können, ergeben sich aus der Wirkung der Temperaturänderungen und aus dem Schwinden der Gewölbemauer verwickelte Aufgaben. Bei einer von der Bautemperatur verschiedenen Temperatur entstehen in der Mauer Biegungsmomente, die viel größere Spannungen in der Mauer hervorrufen können als der Wasserdruck. Besonders gefährlich ist die Temperaturabnahme, weil sie die größten Zugspannungen verursacht. Die fernere Rücksichtnahme auf die Schwindspannungen und auf den Umstand, daß während der Bindezeit eine höhere Temperatur im Mauerinnern herrscht als in der Luft oder im Wasser, so daß mit einer höheren Bautemperatur gerechnet werden muß, begründet die Einführung eines ziemlich großen Wertes für die Temperaturabnahme in die Berechnung. Besonders gefährdet erscheinen dann die Stellen des Gewölbes, wo die Zugspannungen an der Wasserseite auftreten, da in hier entstehende Risse das Wasser eindringt, sie erweitert, Innendruck erzeugt und auch schädliche Frostwirkungen begünstigt. Schon bei verhältnismäßig kleiner Spannweite ergeben sich so große Biegungsmomente und Zugspannungen, daß die Mauer eine starke Eisenbewehrung erhalten muß.

Gewölbereihendämme [28].

Das Anwendungsgebiet des Einzelgewölbes ist auf enge Täler beschränkt, da bei etwa über 150 m Sehnenlänge die wirtschaftlichen Vorteile wegen der alsdann auftretenden hohen Bogenkräfte und wegen der bei langen und starken Gewölben besonders unangenehmen Temperaturschwankungen verloren gehen. Um nun die vorteilhafte Gewölbewirkung auch in breiten Tälern ausnutzen zu können, unterteilt man die Talbreite durch Pfeiler und schließt jede Öffnung mit einem Gewölbe ab. Lotrecht stehende Gewölbe sind zwar einfach auszuführen, weil die Schalungen nur in geringem Maße belastet und bei Mauerwerk ganz entbehrlich werden, aber die Pfeiler werden dabei ungünstig, grundsätzlich als Gewichtsstaumauer-Querschnitte beansprucht. Diese Bauweise ist daher nur für kleine Stauhöhen geeignet.

Dachförmige Gewölbereihendämme. Die Ambursenbauweise mit ihrer ebenen Stauwand krankt daran, daß die Pfeiler wegen der bei ebenen Platten begrenzten Stützweite sehr eng gestellt werden müssen. Wird aber die Platte durch eine Gewölbereihe ersetzt, so gelangt man zu größeren zulässigen Pfeilerabständen und damit zu erheblichen Ersparnissen. Die Temperaturschwankungen und Temperaturschwindungen rufen Biegungsmomente in den Gewölben hervor, so daß ein Bewehrung nötig wird. Die Bogen werden in den Pfeilern fest eingespannt und zur Sicherung der Einspannung werden Eisenanlagen aus den Bogen in die Pfeiler übergeführt.

Für die Bemessung der wasserseitigen Neigung der Pfeiler und der mit ihr übereinstimmenden Neigung der Gewölbe ist die Gleitsicherheit der Pfeiler maßgebend. Dahingehende Untersuchungen unter Berücksichtigung des Sohlenwasserdruckes hat E. Link in [29] angestellt und nachgewiesen, daß bei aufgelösten Staumauern, bei denen keine Bogenform (im Grundriß) der Gleitsicherheit zu Hilfe kommt, für größere Höhen die Querschnitte mit lotrechter oder wenig geneigter Stauwand ausscheiden. Tatsächlich erhalten auch die Wasserseiten der Pfeiler und der Gewölbe meist eine

Böschung von etwa 3 : 2 bis 4 : 3, während die luftseitigen Böschungen der Pfeiler etwa 3 : 1 bis 4 : 1 betragen: unter Böschung das Verhältnis der Höhe zu der Horizontalprojektion der Böschungslinie verstanden. Auch dann noch müssen die Pfeiler um ein gewisses Maß in den gesunden Fels eingeführt und ihr Fuß gegen die luftseitige Felswand sorgfältig ausgemauert werden, wobei durch Hinzufügung dreieckförmiger Verstärkungen die schmale Vorderfläche der Pfeiler angemessen verbreitert werden kann. Dem wagerechten auf das Abschieben des Staukörpers hinwirkenden Wasserdruck steht, abgesehen von dem nicht immer zuverlässigen Scherwiderstand der Felsbänke in der Gründungsfläche, die durch das Schwergewicht erzeugte Reibung entgegen. Ist V die Summe der lotrechten Kräfte, H die wagerechte Seitenkraft des Wasserdruckes, f die Reibungsziffer von Mauerwerk auf Felsen und η_g die Sicherheitsziffer gegen Gleiten, dann lautet zahlenmäßig die Bedingungsgleichung

$$\eta_g = \frac{F V}{H} = 1.$$

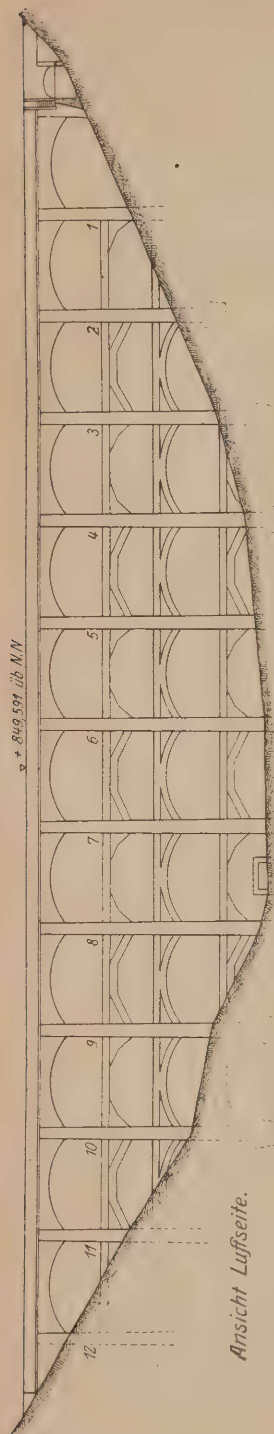


Fig. 16*.

In [30] ist unter Hinweis auf [31] die statische Berechnung für die Linachsperre des Kraftwerkes Vöhrenbach im badischen Schwarzwald, die erste deustche Eisenbetontalsperre in aufgelöster Bauweise, ausführlich veröffentlicht. Die 29 m hohe Sperrmauer, Fig. 16* bis 18*, besteht bei einer oberen Länge von 142,8 m aus zwölf kreisbogenförmigen Gewölben. Die Zwischenpfeiler, oben 0,8 m, unten 1,2 m stark, sind in 10,8 m Abstand angeordnet und stützen die unter 50° gegen die Wagerechte geneigten Gewölbe zur Aufnahme des Wasserdrucks. Die Wahl der Gewölbeneigung, der Pfeilerabstände und des 130° betragenden Zentriwinkels der Gewölbe erfolgte auf Grund eingehender wirtschaftlicher Untersuchungen.

Ludin kommt in [28] zu folgendem Schlußergebnis:

Die aufgelösten Staumauern könnten in weiten Grenzen mit den Gewichtsstaumauern in Wettbewerb treten, technisch seien sie ihnen gleichwertig. Für die Wahl zwischen beiden Bauweisen seien daher lediglich wirtschaftliche Erwägungen maßgebend. Die wirtschaftliche Überlegenheit der aufgelösten Bauweise werde je nach der Zugänglichkeit der Baustelle, den Gewinnungsmöglichkeiten der Baustoffe, den Zement- und Eisenpreisen, der Lohnhöhe und anderen Umständen verschieden hoch, manchmal vielleicht allerdings auch gar nicht nachweisbar sein. Jedenfalls sei sie neuerdings verschiedentlich sehr überschätzt worden. Wenn auch die

Massenersparnis 55 bis 75 vH der Masse einer gleichwertigen Schwergewichtsstaumauer betrage, so sei demgegenüber zu stellen die höhere Wertigkeit der Masseneinheit, welche durch Mehrzementgehalt, höhere Schalungs- und Vorarbeitskosten, Eisenbedarf, zuweilen auch durch die durch Pfeilerlängen herbeigeführten höheren Gründungskosten

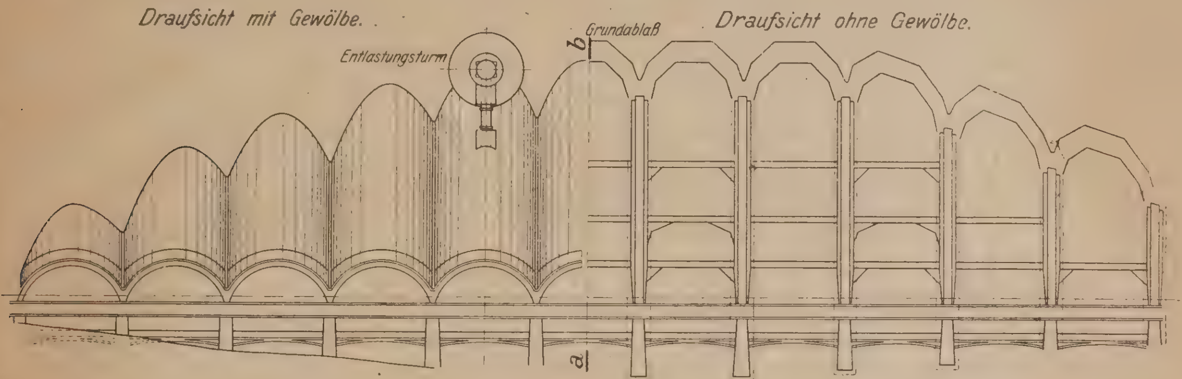


Fig. 17*.

bedingt werde. Auf der anderen Seite seien der aufgelösten Bauweise folgende Vorzüge zu eigen: Größere Sicherheit gegen Auftreten von schädlichem Fugenwasserdruck, klarere statische Wirkung, kürzere Bauzeit, bessere Möglichkeit der Durchführung des Bauhochwassers und endlich bauliche Vorteile bei der Anordnung von Betriebseinrichtungen und Krafthäusern. Da aber auch bei den Schwergewichtsstaumauern noch Verbilligungen durch Vervollkommnung des Baubetriebes (Gußbetonverfahren), nicht ausgeschlossen erschienen, so werde auch fernerhin ein scharfer Wettbewerb zwischen beiden Bauweisen zu erwarten sein.

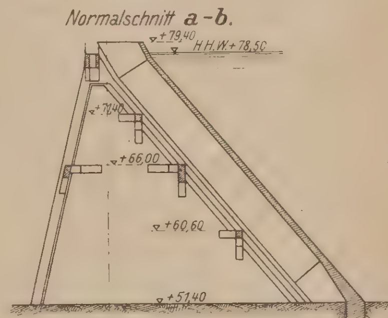


Fig. 18*.

Dem Urteile Ludins, daß die aufgelöste Staumauer der Gewichtsstaumauer technisch gleichwertig sei, kann nicht beigepflichtet werden. Enzweiler weist in [32] zutreffend darauf hin, daß die Aufnahme der Temperaturspannungen bei der aufgelösten Talsperre Schwierigkeiten bereitet. Die bei der Massivtalsperre gebräuchlichen Mittel zur Aufnahme der Temperaturschwankungen sind der bogenförmige Grundriß und die Fugen in der Mauer. Bei der aufgelösten Talsperre mit ihren feingliedrigen Konstruktionen ist angesichts der auch hier notwendigen Temperaturfugen die Frostgefahr eine wesentlich größere. Die Durchbruchsgefahr wird um so geringer, je länger der Weg des Druckwassers zur Austrittsstelle ist. In dieser Hinsicht ist die Massivtalsperre der aufgelösten überlegen. Weiter sagt Enzweiler mit Recht, es müsse doch sonderbar erscheinen, daß in den letzten Jahren in den Vereinigten Staaten mehr Massivsperren als aufgelöste Sperren gebaut worden seien und daß von den zur Zeit (1924) in Ausführung begriffenen europäischen Talsperren nur eine einzige als aufgelöste Eisenbetontalsperre — eben die Linachsperre — ausgebildet werde. Bei der Ausschreibung der Schwarzenbachtalsperre sei auch die aufgelöste Eisenbetontalsperre in Wettbewerb getreten. Die diesbezügliche Berechnung ergab bei der aufgelösten Talsperre eine Massenersparnis von

50 vH. Trotzdem stellten sich die Endkosten für beide Ausführungsarten nahezu gleich. Die weiter angestellten Berechnungen ergaben, daß mit zunehmender Höhe die aufgelöste Talsperre ungünstiger wurde. In der Vergleichsberechnung darf als einschneidende Vergleichsgröße die Bauzeit nicht fehlen, da Bauwerke mit werbendem Charakter durch kurze Bauzeit erhebliche mittelbare Vorteile durch frühere Energieabgabe erzielen. Die Massivtalsperre als Gußbetonmauer bringt gegenüber der Bruchsteinmauer bereits eine erhebliche Ersparnis an Bauzeit mit sich. Bei den Eisenbetontalsperren sind solche Tagesleistungen wie bei den Gußbetonmauern nicht möglich, weil die Bauwerksteile selbst einer größeren Vorbereitung bedürfen. Im Gegensatze zur Gußbetonmauer tritt bei der aufgelösten Eisenbetontalsperre eine Hintereinanderschaltung mehrerer Arbeitsvorgänge ein, die das ununterbrochene Betonieren verhindern und damit die Tagesleistung herabdrücken. Wenn sich auch durch Vervielfachung der Arbeitsstätten dieser Mangel etwas ausgleichen läßt, so ist das nur auf Kosten einer schlechteren Ausnutzung der angesetzten Handwerkerzahl zu erreichen und wird unvermeidlich gegenüber dem Arbeitsverfahren, bei dem nur ein Arbeitsvorgang stattfindet, in Kosten und Bauzeit zurückbleiben. Die Ersparnis an Bauzeit bei der aufgelösten Talsperre wird daher wohl gegenüber den Bruchstein-Massivtalsperren eintreten, im Vergleich mit den Gußbetonsperren dagegen kaum ins Gewicht fallen.

Das Werturteil auf S. 674 oben wird daher aufrecht erhalten.

Zu: C. Betriebseinrichtungen. § 2. Hochwasserüberfälle.

Selbsttätige Hochwasserüberfälle. (S. 694—697.)

Inzwischen eingezogene Erkundigungen über die Ursachen der Zerstörung der Stauanlagen zu Rena in Norwegen haben ergeben, daß diese Zerstörung nicht den selbsttätigen Überfallklappen der Stauwerke A. G. in Zürich sondern vielmehr einer unglücklichen Verkettung anderer Umstände zuzuschreiben ist, mit denen die Überfallklappen als solche nichts zu tun hatten. Demnach ist der Ausspruch auf S. 694, daß derartige Einrichtungen für Talsperren in unseren Gegenden nicht empfehlenswert seien, in dieser Verallgemeinerung wenigstens, nicht mehr aufrecht zu erhalten, insbesondere auch deshalb nicht, weil nach den neuerdings gemachten Erfahrungen bei gewissenhafter Aufsicht das Versagen der Klappen vermieden werden kann. Da aber mit einer gewissenhaften Aufsicht nicht immer mit Zuverlässigkeit gerechnet werden kann, so sind selbsttätige Vorrichtungen dort zu verwerfen, wo durch ihr Versagen die Stauanlage gefährdet werden kann, und das ist der Fall bei Erddämmen. Bei Talsperren in massiver Bauart erscheinen selbstätige Überfälle unbedenklich, wenn die Stauklappen betriebssicher ausgebildet und von der Betriebsleitung auf ihre dauernde Wirkung geprüft werden. Der große Wert selbsttätiger Hochwasserüberfälle liegt aber darin, daß sie eine hohe Ausnutzung der Wasserkraft ermöglichen.

Benutzte Literatur. (Zu S. 697/698.)

[27] K. E. Hilgard, Neue Konstruktionstypen von Staumauern und Staudämmen. Schweizerische Wasserwirtschaft, II. Jahrgang (1910), Nr. 16, 17 und 19.

[28] A. Ludin, Neuere Fortschritte in Konstruktion und Bauausführung der Staumauern. Deutsche Wasserwirtschaft, 1924, S. 243.

[29] E. Link, Die Gleitsicherheit der Staumauern. Zeitschr. f. Bauwesen, Ingenieurbauteil, 1924, S. 34.

[30] Fritz Maier, Die Staumauer des Kraftwerkes Vöhrenbach. Beton und Eisen, 1924, S. 13.

[31] Fritz Maier und Kurt Kammüller, Grundzüge für die Berechnung von Eisenbetontalsperren. Deutsche Wasserwirtschaft, 1923, S. 17.

[32] Enzweiler, Aufgelöste oder Massivtalsperren. Deutsche Wasserwirtschaft, 1924, S. 58.

Sechster Teil.

Wasserkraftanlagen.

A. Die Wasserkraftmaschinen.

Zu § 2. Wasserräder [28] und [29]. (S. 700/701.)

Der S. 700 angeführte Pfarrsche Ausspruch ist in seiner Allgemeinheit nicht mehr gültig. Für kleine Leistungen und Gefälle, etwa von 2,0 oder 1,5 m an abwärts bis zu etwa 0,5 m und unter Umständen noch etwas weniger, ist das neuzeitlich ausgebildete Wasserrad sowohl an sich als auch hinsichtlich der wasserbaulichen Anlage viel billiger als eine Francisturbine, deren Preis ungefähr in umgekehrtem Verhältnis zum Gefälle zunimmt. Gerade in ebenen Gegenden könnte ein neuzeitliches Wasserrad einer Turbine vorzuziehen sein, wenn nur nicht die Schwierigkeiten einer genauen Regelung auf gleichbleibende Drehzahl, wie sie zum Antrieb von elektrischen Stromerzeugern in hohem Maße verlangt wird, so außerordentlich groß wären. Die alten schwerfälligen Spannschütze und ähnliche schützenartige Regelungsvorrichtungen der Wasserräder erfordern erhebliche Verstellkräfte, werden bei Frost leicht unbeweglich und können überhaupt keine genaue Regelung ermöglichen. Es ist wohl diese Schwierigkeit einer genügend genauen Drehzahlregelung der Wasserräder an dem Vorurteil schuld, das man bisher gegen die Verbindung von Wasserrad und Dynamo hatte. Man glaubte Stromerzeuger nur mit Turbinen antreiben zu können, so daß die Turbinenanlage für sehr kleine Gefälle außerordentlich teuer wurde. Inzwischen stehen uns aber Gleichstromdynamos für Wasserkraftantrieb ohne Drehzahlregelung zur Verfügung, bei denen also die Dynamo trotz der Drehzahlschwankungen zwischen Vollastdrehzahl und Durchgehdrehzahl der ungeregelten Wasserkraftmaschine gleichbleibende Spannung liefern kann. So kann man jetzt unter Verwendung der Gleichstromdynamo auch sehr niedrige Gefälle mit verhältnismäßig billigen und dabei einfachen Wasserrädern ohne jede selbsttätige Drehzahlregelung zur Erzeugung von Gleichstrom für örtliche oder Eigenversorgung mit elektrischer Energie ausnutzen. Auch dann, wenn das Wasserrad noch andere Kraftverbraucher wie Mühlen, Sägewerke oder dergleichen anzutreiben hat, kann unter Umständen das beschriebene neue System in Frage kommen.

Zu § 3. Turbinen [30]. (S. 702.)

Das Saugrohr diente anfänglich zur Ausnutzung des Gefälles zwischen dem Laufradaustritt und dem Unterwasser, also lediglich als Leitung, und da die Austrittsverluste der Jonval- und später der langsam laufenden Francisturbinen sich innerhalb mäßiger Grenzen hielten, so war ein Gefällsrückgewinn im Saugrohre auch nicht nötig, um einen guten Wirkungsgrad der Turbine zu erzielen. Als später jedoch die spezifische Drehzahl der Francisturbine infolge des Verlangens unmittelbarer Kupp-

lung mit den elektrischen Stromerzeugern immer mehr gesteigert werden mußte, wuchsen die Austrittsverluste der Laufräder, so daß zur Erzielung eines befriedigenden Wirkungsgrades ein Teil der Austrittsverluste im Saugrohr der Turbine zurückgewonnen werden mußte. Dies führte zu den sich nach unten kegelförmig erweiternden Saugrohren, denen später bei Ausnutzung großer Wassermengen die Betonsaugkrümmer folgten. Mit der in den letzten Jahren eingetretenen Steigerung der Schnellläufigkeit der Kaplan- und Probellerturbinen — letztere sind solche mit festen Schaufeln im Gegensatz zu den Kaplanturbinen mit beweglichen Schaufeln — stieg auch der Austrittsverlust aus dem Laufrade. Damit hat aber die Bedeutung des Saugrohres noch mehr zugenommen, da nunmehr ein sehr wesentlicher Teil des an sich schon großen Austrittsverlustes in dem Saugrohr zurückgewonnen werden muß, um einen guten Wirkungsgrad der Turbine zu erhalten. In [30] ist theoretisch und auf Grund von Versuchsergebnissen die Bedeutung des Saugrohres bei den neuzeitlichen Schnelläuferturbinen dargelegt worden. Das Ergebnis läßt sich dahin zusammenfassen, daß der Wirkungsgrad des Saugrohres bei geraden runden Saugrohren mit zweckmäßiger Erweiterung nach unten am besten ist. Alle anderen Saugrohrformen und insbesondere Saugrohre mit krummer Mittellinie — Betonsaugkrümmer — ergeben ungünstigere Wirkungsgrade bei Vollast, und es sollte deshalb, namentlich bei Kaplan- und Propellerturbinen, möglichst ein gerades Saugrohr verwendet werden. Das gerade Saugrohr darf aber nicht zu kurz werden, weil sonst der Wirkungsgrad der Turbine sehr erheblich vermindert wird.

Zu § 4. Wahl der zweckmäßigsten Turbinengattung [31]. (S. 717.)

Der Begriff des spezifischen Laufraddurchmessers läßt sich wie folgt entwickeln:

Die Leistung N einer Turbine, die eine sekundliche Wassermenge von Q cbm unter einem Gefälle H m verarbeitet, ist bei einem Wirkungsgrade η

$$N = \frac{1000 \cdot QH\eta}{75}\ \text{PS}. \tag{1}$$

Nun kann aber die Wassermenge Q ebenso wie die Drehzahl n auch durch die Einheitswassermenge Q_1 und die Einheitsdrehzahl n_1 nach den Beziehungen

$$Q_1 = \frac{Q}{\sqrt{H}}; \quad n_1 = \frac{n}{\sqrt{H}} \tag{2}$$

ausgedrückt werden, und diese Einheitswerte können wieder durch die Einheitswerte Q_I und n_I des Einmeterrades

$$Q_I = \frac{Q_1}{D^2}; \quad n_I = n_1 D \tag{3}$$

ersetzt werden, wenn D den Eintrittsdurchmesser des Turbinenlaufrades bezeichnet.

Setzt man willkürlich

$$\frac{75}{1000 \cdot Q_I \eta} = D_s^2, \tag{4}$$

so führt die Vereinigung der vorstehenden Gleichungen zu

$$D_s = D\sqrt{\frac{H\sqrt{H}}{N}}, \tag{5}$$

worin D_s den spezifischen Durchmesser des Turbinenlaufrades darstellt.

Für $H=1$ m, $N=1$ PS ergibt sich aus ler letzten Gleichung der Wert $D_s=D$.

D_s stellt somit den Durchmesser jener photographisch vergrößerten oder verkleinerten Turbine dar, welche bei 1 m Gefälle eine Leistung von 1 PS abgibt.

Verarbeitet z. B. eine Turbinenanlage bei 2 m Laufraddurchmesser eine sekundliche Wassermenge von 10 cbm bei 2,6 m Gefälle, so ergibt sich mit $\eta=0,8$ deren Leistung zu

$$N=\frac{1000\cdot 10\cdot 2,6\cdot 0,8}{75}=276 \text{ PS},$$

demnach der spezifische Laufraddurchmesser dieses ausgesprochenen Schnelläufers

$$D_s=2\cdot\sqrt{\frac{2,6\cdot\sqrt{2,6}}{276}}=0,245 \text{ m}.$$

Verarbeitet eine Turbine bei 0,75 m Laufraddurchmesser eine sekundliche Wassermenge von 1,2 cbm bei 130 m Gefälle, so ergibt sich für diesen ausgesprochenen Langsamläufer

$$N=\frac{1000\cdot 1,2\cdot 130\cdot 0,8}{75}=1650 \text{ PS}$$

und

$$D_s=0,75\cdot\sqrt{\frac{130\cdot\sqrt{130}}{1650}}=0,71 \text{ m}.$$

Bei der Zwillingsturbine muß jedes Laufrad eine Leistung $\frac{N}{2}$ bewältigen, daher für jedes Laufrad

$$D_s=D\sqrt{\frac{H\sqrt{H}}{\frac{N}{2}}}=D'_s\cdot\sqrt{2},$$

wenn mit D'_s der spezifische Durchmesser der ganzen Turbine bezeichnet wird.
In gleicher Weise ist bei der Drillingsturbine

$$D_s=D'_s\cdot\sqrt{3}$$

und bei der Vierlingsturbine ist $D_s=2\cdot D'_s$.

Bei der Verbundturbine verarbeitete jedes Laufrad eine Leistung $\frac{N}{2}$ unter einem Gefälle $\frac{H}{2}$ m, demnach ist dann

$$D_s=D\sqrt{\frac{\frac{H}{2}\sqrt{\frac{N}{2}}}{\frac{N}{2}}}=\frac{D'_s}{\sqrt{2}}.$$

Beziehung zwischen dem spezifischen Laufraddurchmesser und der spezifischen Drehzahl.

Da

$$n_s=n_1\sqrt{N_1},$$

so wird unter Berücksichtigung der Gleichungen (2), (3) und (5)

$$D_s=\frac{n_I}{n_s} \tag{6}$$

Mit dieser Gleichung oder mit Gl. (4) läßt sich der spezifische Durchmesser einer Turbine bestimmen. Ist z. B. für eine Francisturbine $n_I = 59$ und $n_s = 150$ Umdrehungen, so ist nach Gl. (6)

$$D_s = \frac{59}{150} = 0{,}395 \text{ m}.$$

Ist anderseits für dieselbe Turbine die sekundliche Einheitswassermenge des Einmeter-Rades $Q_I = 0{,}6$ cbm, so ergibt sich mit $\eta = 0{,}8$ einerseits zur Nachprüfung aus der Gl. $n_s = n_1 \sqrt{N_1}$

$$n_s = 59 \sqrt{\frac{1000 \cdot 0{,}6 \cdot 1 \cdot 0{,}8}{75}} = 150 \text{ Umdrehungen/Min.},$$

Anderseits aus Gl. (4)

$$D_s = \sqrt{\frac{75}{1000 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}8}} = 0{,}395 \text{ m}.$$

Für die verschiedenen Turbinenarten können daher folgende Werte D_s angenommen werden:

	D_s in m
Eindüsiges Peltonrad	21 bis 3
Zweidüsiges »	15 » 2,1
» Zwillingspeltonrad	10,5 » 1,5
Eindüsiges Löffelrad	3,5 » 1,75
Zweidüsiges »	2,5 » 1,25
Freistrahlschnelläufer, eindüsig	2,1 » 1,4
» zweidüsig	1,5 » 1
Zweidüsiger Zwillingsfreistrahlschnelläufer	1,1 » 0,7
Francislangsamläufer	0,75 » 0,5
Francisnormalläufer	0,5 » 0,4
Francisschnelläufer	0,4 » 0,2
Franciszwillingsturbine	0,35 » 0,14
Francisdrillingsturbine	0,3 » 0,11
Francisvierlingsturbine	0,25 » 0,1
Kaplan- und Saugstrahlturbine	0,2 » 0,05

Zu B. Wirtschaftliche und technische Grundlagen.

Hydraulische Aufzeichnung [32] und [33]. (S. 719.)

Die Hochdruck-Wasserkraftanlage des Murgwerkes bei Forbach i. B., s. a. S. 751/752, bildet, wenn auch nur in beschränktem Maße, als Spitzenwerk eine Ergänzung zu den Dampf- und Niederdruck-Wasserkraftanlagen Badens, die hauptsächlich 24stündigen Grundstrom liefern. Die örtlichen Verhältnisse gestatten nur einen Tagesausgleich in der Weise, daß das in einem Sammelbecken während der Stunden geringen Strombedarfs, hauptsächlich nachts und Sonntags, aufgespeicherte Wasser der Murg in den folgenden Tagesstunden mit stark erhöhtem Stromverbrauch in weit stärkerem Maße verarbeitet wird als es dem natürlichen Zulauf entspricht. Mit Rücksicht auf die unterliegenden, vielfach durcharbeitenden Werke muß der auf wenige Stunden zusammengedrängte Wasserverbrauch des Murgwerkes wieder ausgeglichen werden. Das wird durch ein Ausgleichbecken unterhalb des Werkes erreicht, aus dem unter nochmaliger Ausnutzung in Turbinen das Murgwasser in gleichmäßiger, dem jeweiligen Zufluß entsprechender Menge abgegeben wird. Der verhältnismäßig geringe Nutzinhalt des Sammel- und Ausgleichbeckens, der nur im

Flußtal selbst geschaffen werden konnte, beschränkte die Möglichkeit eines vollständigen Ausgleichs zum Betriebe des Werkes als reines Spitzenkraftwerk auf bestimmte nach oben begrenzte Zuflußmengen. Reichlichere Zuflußmengen werden weitgehend ausgenutzt, wobei das Murgwerk zum Teil aus der nicht regelbaren Zuflußmenge 24stündigen Grundstrom, zum Teil aus der speicherfähigen Menge die Spitzen des täglichen Strombedarfs deckend, ein gemischtarbeitendes Werk darstellt, das bei Hochwasser, wo jede Speichermöglichkeit entfällt, schließlich nahezu nur noch Grundstrom unter möglichst großer Ausnutzung seiner Maschinenleistung abgibt, während die Dampfkraftwerke in Karlsruhe und Mannheim die Leistungsspitzen liefern. Die mittlere Abflußmenge des Einzuggebietes beträgt rund 12 cbm/sek, schwankend zwischen 2 bis 500 cbm/sek. Bei 382 000 cbm Stauinhalt des Sammelbeckens und 227 000 cbm Ausgleichraum des unteren Beckens ist der erwähnte Ausgleich bei Wasserführungen von etwa 14 cbm/sek im Winter und 13 cbm/sek im Sommer möglich. Das im Höchstfalle 156 m betragende Gefälle wird gewonnen durch Aufstau im Sammelbecken vor der Wasserfassung und durch Abschneiden einer 7,5 km langen, vielfach gewundenen Flußstrecke durch einen rund 5,6 km langen Druckstollen, der das Wasser einem Wasserschloß und durch eine eiserne

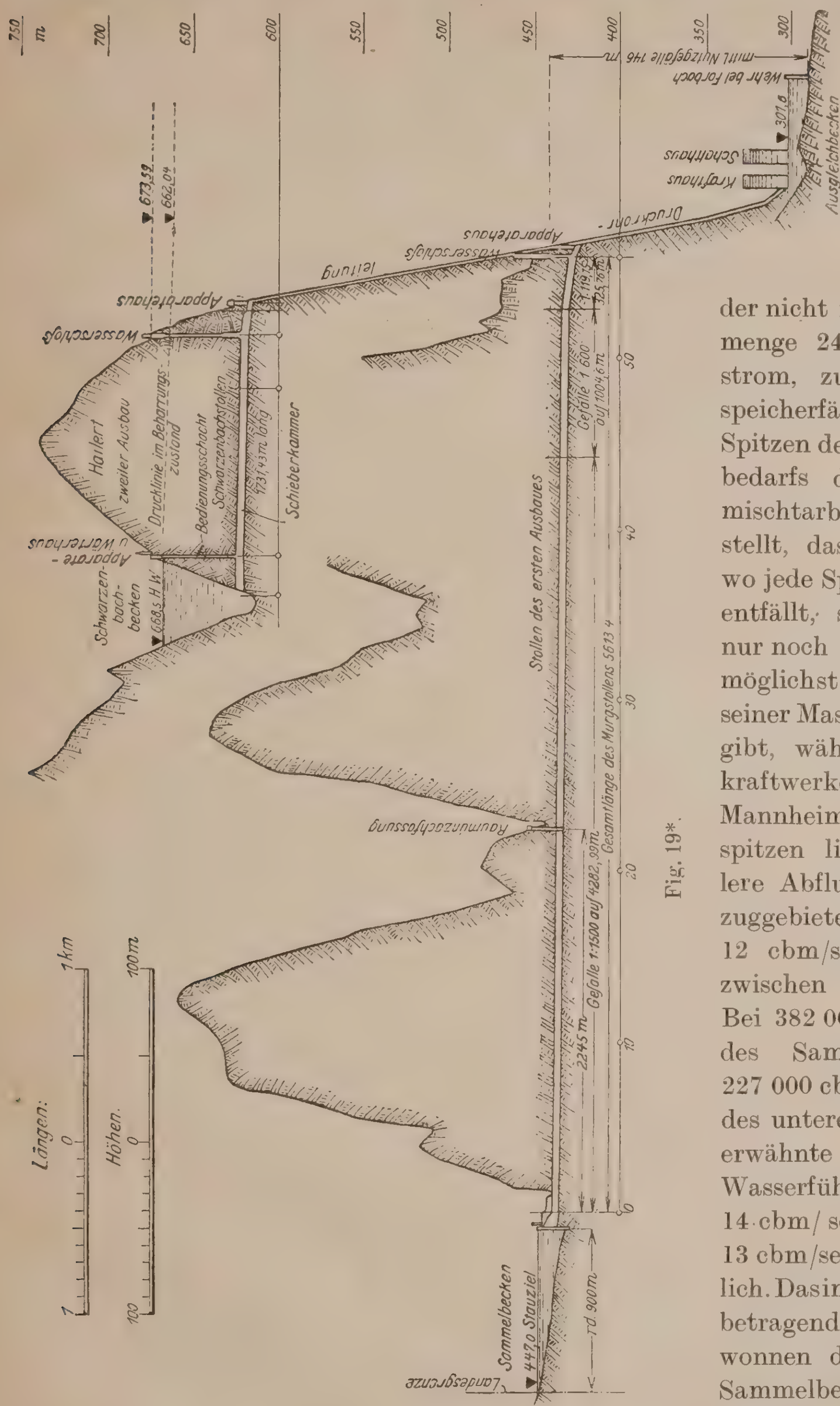


Fig. 19*.

Rohrleitung den Wasserkraftmaschinen im Hochdruck-Krafthause zuführt. Von dem Gesamtrohgefälle von 156 m werden hier je nach den Wasserspiegelhöhen der gegenläufig sich füllenden bzw. entleerenden Speicherbecken 150 bis 137 m, das restliche Gefälle zwischen Ausgleichweiherspiegel und anschließender Flußstrecke in einem

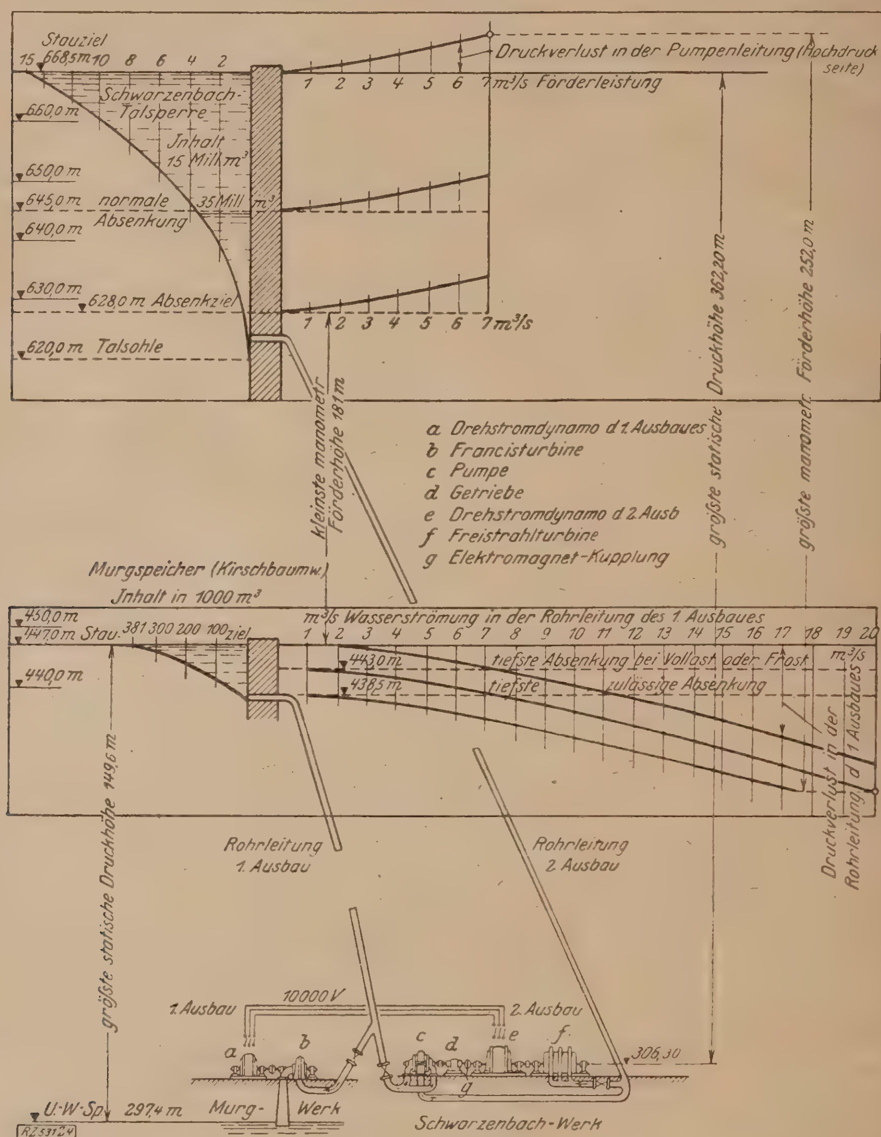


Fig. 20*.

Niederdruckwerk (Ausgleichwerk) ausgenutzt. Vom Rohgefälle der Hochdruckanlage gehen die bei Vollast bis zu 17 m betragenden Gefällverluste bei der Zuleitung des Wassers ab.

Seine volle Bedeutung als Spitzenkraftwerk erlangt das Murgwerk erst in Verbindung mit dem Schwarzenbachwerk mit einem Jahresausgleich durch eine 14,3 Millionen cbm fassende Talsperre im Schwarzenbachtal, einem Seitental der Raumünzach. In der Luftlinie gemessen liegt die Entnahmestelle an der Talsperre

nur etwa 2,2 km vom Hochdruckkrafthaus in Forbach, das in einem Erweiterungsbau die Maschinen der zweiten Stufe aufnimmt. Auf dieser kurzen Strecke steht ein Rohgefälle bei ganz gefüllter Sperre von rund 370 m zur Verfügung. Von hoher Bedeutung für die Leistungsfähigkeit des Schwarzenbachwerkes ist die Möglichkeit, mittels Speicherpumpen Murgwasser durch selbsterzeugten oder bezogenen Überschußstrom (von den Kraftwerken am kanalisierten Neckar, von den Oberrheinwerken usw.) in das Schwarzenbachbecken zu pumpen, um es zur Erzeugung hochwertigen Spitzenstromes zurückarbeiten zu lassen. Das Pumpwasser wird den Speicherpumpen unmittelbar aus der Rohrleitung unter 14 Atm. Druck zugeführt und durch eine Rohrleitung und den Stollen in die Schwarzenbachsperre gedrückt: es bedarf also außer den Pumpen keinerlei Aufwendungen für diese Hochdruckspeicherung. Durch den Bau einer Raumünzachsperre von 16,7 Millionen cbm Nutzinhalt, die mit der Schwarzenbachsperre auf gleicher Höhe liegt und durch einen Stollen verbunden werden soll, kann die Leistungsfähigkeit des ganzen Murgwerkes auf rund 105 Millionen KWh erhöht werden. In den Fig. 19* und 20* sind die vorbeschriebenen Verhältnisse schematisch zur Darstellung gebracht. Wegen aller weiteren sehr bemerkenswerten Einheiten muß auf [32] und [33] verwiesen werden.

Zu C. Allgemeine Anordnung der Wasserkraftanlagen.

§ 1. Vereinigung des Flußgefälles durch ein Wehr im Flusse und Kraftanlage in oder unmittelbar neben dem Flusse [34]. (S. 722.)

Nadelwehre eignen sich nicht für Kraftausnutzung. Abgesehen davon, daß sie nur eine verhältnismäßig geringe Stauhöhe zulassen, führen sie erhebliche Wasserverluste mit sich, wodurch die Kraftgewinnung beeinträchtigt wird. Auch müssen sie schon bei drohendem Eisgang und Hochwasser niedergelegt sein und können erst wieder aufgerichtet werden, wenn die Frostgefahr vorüber ist. Die dadurch herbeigeführte Aufhebung des Staues auf lange Zeit ist für die Wasserkraftausnutzung unzulässig. Es können daher nur solche Wehre empfohlen werden, die große Stauhöhen ermöglichen und das Wasser nach Menge und Zeit vollständig erfassen. Diesen Forderungen genügen die mit Kraftantrieb schnell verstellbaren und dicht schließenden Walzen- oder Schützenwehre, die so eingerichtet werden müssen, daß sie unter die normale Lage abgesenkt werden können, um die Eisabfuhr zu beschleunigen. Sie sind zwar teurer in der Beschaffung als Nadelwehre aber billiger im Betrieb. Für die Lage des Kraftwerkes zu der Stauanlage kommen zwei Anordnungen in Frage. Bei den vier Mainkraftwerken Mainaschaff, Krotzenburg, Kesselstadt und Mainkur ist nach Fig. 21* ein Turbinenpfeiler (Prüsmannscher Pfeiler) eingeschaltet, so daß ein gebrochenes Wehr entsteht. Da aber bei dieser Anordnung

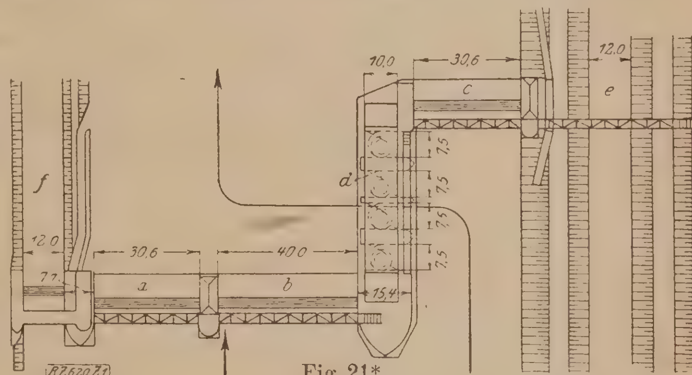


Fig. 21*.
a Linke Flutöffnung *b* Schiffsdurchlaß *c* Rechte Flutöffnung *d* Kraftwerk-Turbinenpfeiler } Walzenwehre
e Schleuse *f* Floßrinne.

die unteren Turbinen mehr Wasser schlucken als die oberen, so ist die Lage der Turbineneinläufe senkrecht zur Strömung nicht günstig. Anderseits beansprucht der Turbinenpfeiler kein Ufergelände, weshalb er innerhalb von Städten und bei sehr hoch liegenden Ufern die vorteilhaftere Lösung bieten kann. Er wird aber der erheblichen

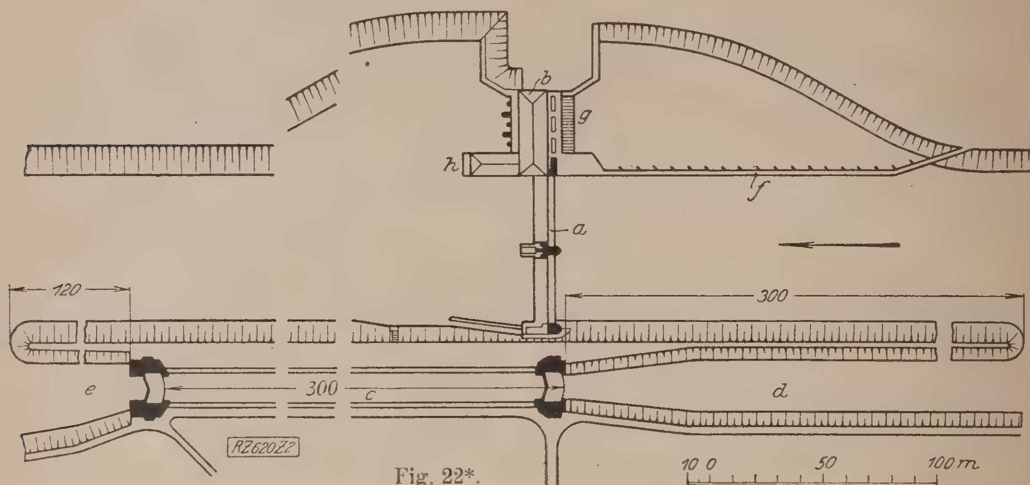


Fig. 22*.

a Walzenwehr *b* Krafthaus *c* Schleuse *d* Schleusenoberkanal *e* Schleusenunterkanal *f* Eisabweiser *g* Rechen *h* Strompfeiler mit Schalthaus.

Nachteile wegen bei der weiteren Kanalisierung des Mains nicht mehr angewendet. Vielmehr werden dort die Kraftwerke nach Fig. 22* ans Ufer in die Wehrachse gerückt. Auch die Stauanlage im Kachlet in der Donau oberhalb Passau, Fig. 23*, zeigt die grundsätzlich gleiche Anordnung.

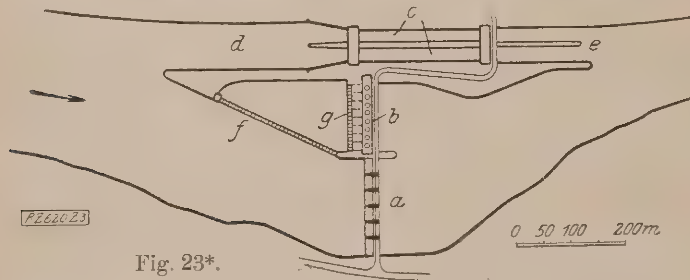


Fig. 23*.

a Schützenwehr *b* Krafthaus *c* Schleusen *d* Schleusenoberkanal *e* Schleusenunterkanal *f* Grobrechen *g* Feinrechen.

Da der Betrieb der Flußkraftwerke die regelmäßige Wasserführung der Schiffahrtsstraße nicht stören darf, müssen sie gleichmäßig belastet werden.

Zu S. 725: Feinrechen. Die Forderung, daß der Abstand der Rechenstäbe, um ein Eindringen der Fische in die Turbinen zu verhindern, nicht über 2 cm betragen darf, erscheint bei den neueren Turbinen, bei denen der Abstand zwischen Leitrad- und Laufradschaufeln so groß ist, daß man heute von spaltlosen Turbinen spricht, nicht mehr gerechtfertigt. Es ist daher zur Verminderung des Gefälleverlustes erwünscht, bei Wasserkraftanlagen mit neuzeitlichen Turbinen eine Vergrößerung der Lichtweiten der Rechenstäbe zu fordern. Die Frage wie weit mit den Stababständen bei den einzelnen Turbinenarten gegangen werden kann, kann nur durch Versuche an bestehenden Anlagen beantwortet werden. Von den Beteiligten wird eine Vergrößerung des Stababstandes von 2 auf 4 bis 5 cm für Feinrechen und auf 10 cm für Grobrechen erstrebt.

Zu § 3. Kraftversorgung aus natürlichen hochliegenden Sammelbecken oder aus künstlichen Stauweihern. (Talsperren.) Berechnung und Ausbildung der Wasserschlösser. (S. 728.)

Die Berechnung der Spiegelbewegung in Wasserschlössern bei Änderung des Betriebszustandes der Anlage ist etwas umständlich, so daß für den entwerfenden Ingenieure, der verschiedene Bauformen wirtschaftlich vergleichen muß, das Bedürfnis vorliegt, rasch die verschiedenen Annahmen entsprechenden Wasserschloßquerschnitte zu bestimmen. Dies hat E. Braun in [35] durch ein Schaulinienbild ermöglicht. Wegen der Einzelheiten wird auf diese wertvolle Quelle verwiesen.

Bei vielen großen Anlagen ist der Ersparnis wegen das Wasserschloß aus zwei Kammern von großem Querschnitt, einer unteren zur Wasserabgabe bei der Betriebsaufnahme und einer oberen als Sammelraum des Überwassers bei rascher Betriebseinstellung gebildet worden, die durch einen bedeutend engeren lotrechten Hals miteinander verbunden sind. Für die Anpassung der Form und Abmessungen an die Betriebsschwankungen des Spiegels ist der tiefste und der höchste Spiegelstand im Stauweiher zugrunde zu legen. In [36] ist ein Beispiel durchgerechnet, das den Schwingungsvorgang für das Abstellen des Betriebs im Bereich der beiden Kammern und des Halses zeigt und als Gegenbeispiel ein Wasserschloß behandelt, das durchaus gleichbleibende Zylinderform aufweist. Das bemerkenswerte Ergebnis läßt sich dahin zusammenfassen, daß die Ersparnis an Bauaufwand bei der Flaschenform mit einem langsameren Dämpfungsvorgang der Spiegelschwankungen erkauft werden muß, der erhebliche Betriebsstörungen hervorrufen kann. Das spricht zwar nicht gegen die Flaschenform, bewahrt aber vor übertrieben günstigen Erwartungen hinsichtlich der sparsamen Bauform.

D. Thoma [37] weist darauf hin, daß plötzliches vollständiges Ent- oder Belasten des Kraftwerkes durchaus nicht immer der ungünstigste Fall für die Bemessung der Wasserschloßgröße ist. Führen die örtlichen Verhältnisse der Anlage zu einem Wasserschloß, bei dem die natürliche Dämpfung der Spiegelschwingungen durch die Reibung im Stollen gering ist, und ist überdies noch unruhige Belastung zu erwarten (Bahnbetrieb), so kann eine Reihe von mäßigen Belastungsänderungen, die in bestimmten Zeitabständen aufeinanderfolgen, viel größere Spiegelschwankungen hervorrufen als einmalige vollständige Ent- oder Belastung. Wollte man dem durch Vergrößerung des Wasserschlosses begegnen, so würde man häufig Wasserschlösser von geradezu phantastischen Abmessungen ausführen müssen. Abhilfe bringt dann die künstliche Dämpfung, z. B. eine Drosselung der Verbindung vom Wasserschloß zum Wasserweg Stollen-Kraftwerk. Durch zweckmäßige Auswahl und Bemessung dieser Einrichtungen erhält man nicht nur ein »schwingungsfestes« Wasserschloß, sondern vermindert auch den mit Rücksicht auf einmalige große Belastungsänderungen erforderlichen Wasserschloßinhalt.

Zur Ausbildung der Stollen. (S. 730.)

Es empfiehlt sich, die Stollenausmündung in das Wasserschloß, Fig. 100 *b*, S. 122, nach Art eines Turbinen-Saugrohres sich allmählich kegelig erweitern zu lassen. Dadurch kann man rund 85 vH der Geschwindigkeitshöhe in Druck umsetzen und bei den üblichen Wassergeschwindigkeiten im Stollen mit verhältnismäßig geringem Aufwand an Baukosten einige Dezimeter Nutzgefälle gewinnen.

§ 5. Die Ausnutzung der Gezeitenkraft.

So naheliegend der Gedanke auch ist, die gewaltigen Energiemengen zu verwerten, die infolge der ständig schwingenden Ebbe- und Flutbewegung des Meeres zur Verfügung stehen, so ist doch bis heute noch keine Einrichtung ausgeführt, die mit tatsächlichem praktischen Erfolge betrieben wird. Die Kosten für die Herstellung von Gezeitenkraftwerken sind unverhältnismäßig hoch, besonders weil zur Gewinnung einer einigermaßen ausreichenden Energie sehr erhebliche Wasserflächen einbezogen werden müssen. Deshalb ist die wirtschaftliche Ausnutzung der Ebbe und Flut nur dort zu erwarten, wo große Überflutungsbecken durch die örtlichen Verhältnisse gegeben sind. Bei den Gezeitenkraftwerken wechselt täglich die Zeit der Höchstleistung, wobei die Leistungskurve täglich zweimal durch Null geht. Vor und nach Erreichung dieses Zustandes müssen aber die Flutwerke mit Turbinenbetrieb schon außer Betrieb gesetzt werden, weil das dann eintretende geringe Gefälle für die Erzielung normaler Umdrehungszahlen nicht mehr ausreicht, so daß der Wirkungsgrad erheblich herabgesetzt wird.

Für die Ausnutzung der Gezeitenkraft verheißungsvoll ist aber der von dem Regierungs- und Baurat Abraham ersonnene »Aquapulsor« [41], [42], [43]. Beim Aquapulsor werden große Schwimmkörper durch das in ein Staubecken ein- und aus diesem wieder ausströmende Wasser in ständige, steigende und sinkende, Bewegung versetzt. Die Bewegung wird auf Pumpen übertragen, die Triebwasser unter gleichbleibendem Druck speichern, so daß die spätere Krafterzeugung mit kleinen schnell laufenden Maschinen sich sehr einfach gestaltet. Wie in [43] nachgewiesen ist, bleibt beim Aquapulsor die Förderleistung in engeren Grenzen ziemlich gleichmäßig. Das in 1 Sekunde nötige Kraftwasser wird bei größerem Gefälle in etwas größerer Menge entnommen als bei kleinerer Gefällhöhe, was bei einem Gezeitenkraftwerk ohne weiteres möglich und zulässig ist. Diese Anpassungsfähigkeit des Aquapulsors an stark veränderliche Gefälle läßt sich nun noch weiter steigern durch eine Veränderung der Arbeitsbelastung, z. B. durch Zu- oder Abschalten von Druckpumpen, welche bei Gefälländerungen satzweise in Betrieb genommen und gegebenenfalls auch einander entgegengeschaltet werden können. Dieses Verfahren ist gerade bei der Ausnutzung der von der Flut aufgespeicherten Energie zur Zeit der Ebbe besonders vorteilhaft. So hat die Technische Gesellschaft Willy Salge & Co. in Berlin ein Aquapulsoren-Gezeitenkraftwerk für den Dockhafen in Wilhelmshaven entworfen, das in [43] beschrieben ist. Hier soll das bisher ständig auf Fluthöhe gehaltene Wasser des Hafens während der Ebbe um 0,7 m abgelassen und das Hafenbecken während der Flut wieder angefüllt werden. Alsdann kann das rund 225 ha große Hafenbecken während fast 5 Stunden (3 Stunden nach Eintritt des HW bis 8 Stunden nach HW) durchschnittlich 91 cbm/sek an das Kraftwerk abgeben. Bei einem Gesamtgefälle von 1,45 m beginnt oder beendet das Kraftwerk seine Arbeiten. Das größte Gefälle beträgt rund 2,85 m. Unter diesen Voraussetzungen können in 24 Stunden 10 560 KWh elektrische Energie gewonnen werden. Der manometrische Förderdruck ist auf 100 Atm. bemessen. Das Druckwasser wird von den Pumpen in Windkessel-Kraftsammler gefördert und von dort aus Peltonturbinen zugeführt. Der Aquapulsor ist also dort ein Energie-Umformer, wo von großen Kraftwassermengen bei kleinem Gefälle kleine Wassermengen auf hohe Druckhöhen zu fördern sind. Es ist außer Frage, daß der Aquapulsor in hohem Maße die schwierigen Forderungen bei der Energie-Ausnutzung der Gezeiten erfüllt. Eine Turbine ist auch nicht annähernd an derartige Gefäll- und Wassermengen-

schwankungen anpassungsfähig wie der Aquapulsor. Die Verwirklichung des für Wilhelmshaven geplanten Gezeitenkraftwerks wird allerdings an der mit Sicherheit während des Betriebes zu erwartenden starken Aufschlickung des Hafenbeckens scheitern.

Besonders in den Ländern, an deren Küsten die Flutgröße sehr beträchtlich ist, wie in Frankreich (Küste des Ärmelkanals) und in England (Südwestküste), und wo auch die örtlichen Verhältnisse den Ausbau von Gezeitenkraftwerken begünstigen, hat man sich in der letzten Zeit mit der Frage der Ausnutzung der »blauen Kohle« in Gezeitenkraftwerken lebhaft beschäftigt. Über die dahingehenden Bestrebungen in Frankreich gibt [44] Auskunft. Dort werden bereits seit mehreren Jahren »Gezeitenmühlen« betrieben, die in kleinen Buchten der Normandie und der Bretagne liegen. Es handelt sich dabei aber um Anlagen von nur 7 bis 15 KW, die während der geringen Flutgröße im ersten und letzten Mondviertel stillstehen. Nach der genannten Quelle werden in Frankreich Anlagen geplant mit nur einem Becken, die entweder nur die Ebbe oder nur die Flut oder auch beide Gezeiten ausnutzen, ferner solche mit zwei voneinander getrennten oder miteinander in Verbindung stehenden Becken. In England will man ein mächtiges Gezeitenkraftwerk in der Mündung des Severn errichten, woselbst die Flutgröße bis zu 9 m ansteigt. Man will dort durch Erbauung eines 5,5 km langen die Severnmündung durchquerenden Dammes aus Eisenbeton ein großes Staubecken schaffen, das durch Schleusentore gespeist wird, die sich bei eintretender Flut selbsttätig öffnen und bei eintretender Ebbe sich selbsttätig wieder schließen. Bei fallendem Außenwasser soll das Wasser durch Turbinen, die in großer Zahl nebst den Stromerzeugern in den Damm eingebaut werden und zusammen mehr als eine Million PS ergeben sollen, abströmen. Die Turbinen können nur so lange in Betrieb sein, solange der Höhenunterschied zwischen dem Binnen- und Außenwasser zur wirksamen Nutzung der Turbine hinreicht, also nur mit Unterbrechungen und wegen des Vorrückens der Gezeiten von einem Tag zum andern zu verschiedener Tageszeit. Um also beständig über Kraft verfügen zu können, soll ein Damm durch ein zum Wye, einem Nebenfluß des Severn, führendes Tal mit einem Stauweiher dahinter errichtet werden. Da insgesamt nur 500 000 PS verteilt werden sollen, so wird die Hauptanlage mit ihrer zeitweisen Erzeugungsmöglichkeit von einer Million PS einen Überschuß haben, und diese überschüssige Leistung soll in einer Pumpanlage im Wyetal verwendet werden, die vom Wyefluß zu dem Stauweiher führt. So kann dieses hinaufgepumpte Wasser zur Zeit der Ebbe das turboelektrische Wyewerk in Betrieb setzen. Etwa in der Mitte des Hauptdammes soll eine Schleuse für die größten Ozeandampfer eingebaut werden. Das Staubecken oberhalb des Dammes wird eine Flächengröße von rund 80 qkm erhalten. Die Gesamtkosten sind auf 25 bis 30 Millionen Pfund Sterling geschätzt. Die durch das Kraftwerk erzeugte Energie soll eine Ersparnis von etwa 3,5 Millionen Tonnen Steinkohlen im Jahre ermöglichen. Das englische Verkehrsministerium hält deshalb eine sehr günstige Rentabilität für gesichert. In Fachkreisen wird jedoch diese günstige Beurteilung durchaus nicht geteilt. Auf dem XIII. internationalen Schiffahrtskongreß, der am 2. Juli 1923 und an den folgenden Tagen in London stattgefunden hat, wurden deshalb auch alle Gezeitenkraftanlagen ausgeschlossen, die wie die Anlage am Severn Energie für allgemeine Zwecke liefern sollen. Man beschränkte sich vielmehr auf die Erörterung, ob und mit welchen Mitteln die Gezeitenkraft an Ort und Stelle nutzbar gemacht werden könne, also z. B. zur Beleuchtung und Krafterzeugung und zum Öffnen und Schließen von

Schleusentoren in Dockhäfen dienen können. Dabei wurde auch eine holländische Gezeitenkraftanlage in Hauscourt am Mid-Beveland-Kanal besprochen. Alles in allem ging aber die Meinung dahin, daß man sich bezüglich der Energiegewinnung in Gezeitenkraftwerken keinen allzu großen Erwartungen hingeben dürfe.

D. Druckrohrleitung.

Zu § 2. Die Bauart der Druckrohrleitung [38]. (S. 756.)

Die besondere Eignung hölzerner Daubenrohre für Wasserkraftanlagen begründet Ludin wie folgt:

1. Liegen die Zuleitungen des Oberwassers häufig in gebirgiger entlegener Gegend, wo die einfache und billige Anfuhr sehr ins Gewicht fällt und das Holz verhältnismäßig billig ist.

2. Lassen sich durch die Wahl von Holzrohren die heute ohnehin sehr hohen Anlagekosten von Wasserkraftanlagen, besonders bei langen Leitungen, erheblich herabmindern.

3. Kommt ganz besonders hier der geringe Druckhöhenverlust, wegen der geringen Innenreibung, am meisten zur Geltung.

In den Vereinigten Staaten sind Holzrohre bei Druckhöhen bis zu 120 m und bis zu 4,27 m Durchmesser angewendet worden.

Ist l der Abstand der Umschnürungsbügel von Mitte zu Mitte in cm, D die Lichtweite in cm, f der Bügelquerschnitt in qcm, p der innere Überdruck in kg/qcm, dann ist

$$l = \frac{2400\ f}{D p},$$

wenn die Zugbeanspruchung des Eisens gleich 1200 kg/qcm angenommen wird.

Die Stärke der Holzwand kann durch Ermittlung des bei dem vorhandenen Innendruck erforderlichen Widerstandsmomentes — als Balken auf zwei Stützen zwischen zwei benachbarten Bügeln — berechnet werden. Jedoch sind andere, praktische Gründe, wie Steifigkeit des Querschnitts, Zuschlag wegen etwaiger Beschädigung, wegen Verfall, Dichtigkeit der Stöße, Frostschutz usw. für die Holzstärke maßgebend. Bei mittleren Lichtweiten ergeben sich etwa 5 bis 6 cm starke Dauben und Umschnürungseisen von etwa 13 mm Durchmesser. Siehe auch [39].

Zur Anordnung und Berechnung eiserner Druckrohrleitungen (S. 759 bis 764). Artur Hruschka hat in [40] eine diesbezügliche wertvolle Abhandlung gebracht, der die folgenden Ausführungen entnommen sind. Wegen der Einzelheiten der statischen Berechnungen wird auf die genannte Quelle verwiesen.

I. Allgemeine Anwendung von Druckrohrleitungen.

Es sind grundsätzlich zwei Ausführungsarten zu unterscheiden:

1. Zerlegung der Rohrlinie in gerade Teilstrecken, Verankerung der Knickpunkte durch Blöcke, Einfügung von Längenausgleichsvorrichtungen zumeist am oberen Ende der Teilstrecke. Die Strecken sind »längsbeweglich«. Diese Anordnung findet sich bei fast allen deutschen, italienischen, skandinavischen, amerikanischen und bei den meisten schweizerischen Leitungen.

2. Führung der Rohrlinie zum Teil in Geraden, zum Teil in schwachen Krümmungen. Vermeidung von Augsleichvorrichtungen, Verankerung durch Blöcke haupt-

sächlich an den beiden Endpunkten der Leitung, nach Bedarf auch dazwischen. Die Teilstrecken sind »fest«, die Längskräfte werden durch die elastischen Rohrwände und die sich bewegenden Krümmer aufgenommen. Diese Bauweise ist besonders in Frankreich und in der westlichen Schweiz üblich.

II. Entwerfen von Druckrohrleitungen.

1. Wahl des Rohrsystems und der Legungsart.

Von besonderen Fällen abgesehen, kann jede Rohrleitung nach jeder der vorgenannten beiden Arten gebaut werden. Man muß sie nur entsprechend den örtlichen Verhältnissen und ihrer Lagerung berechnen und danach bemessen.

Feste Rohre wird man hauptsächlich anwenden: bei sehr großen Gefällen (Stopfbüchsen sind bei großen Drücken teuer und weniger betriebssicher als glatte Rohre); bei zutage liegenden Leitungen, wenn sie lang und schwach geneigt sind (Mittel- und Niederdruckanlagen); bei Rohren, die vor Temperaturschwankungen gut geschützt sind, etwa in einem Stollen liegen; ferner mit besonderem Vorteil bei eingedeckten Rohren überhaupt; sodann bei Rohren, die sich leicht dem Gelände schlangenförmig anpassen lassen (Krümmungen im Grundriß sind tunlichst zu vermeiden, solche im Aufriß können den Bodenwellen beliebig angepaßt werden, was allerdings mehr Herstellungsarbeit verursacht). Nötig sind genaue Berücksichtigung der Temperaturschwankungen, Einhaltung eines bestimmten Mindestkrümmungshalbmessers und Bemessung der Rohrwände und Verbindungen nach den größeren Kräften.

Rohre mit Vorrichtungen zum Längenausgleich sind in allen anderen Fällen angezeigt, namentlich bei zutage liegender Führung auf steilen und langen Hängen gleichbleibender Neigung (zumal bei nicht guter Bodenbeschaffenheit). Um die Temperaturen braucht man sich nicht zu kümmern.

Grundsätzlich sind kurze feste Rohrstrecken gänzlich zu verwerfen: entweder Nachgiebigkeit durch besondere Vorrichtungen oder Beweglichkeit der Krümmer. Je mehr Beweglichkeit überhaupt, desto besser! Die angegebenen Leitsätze gelten in erhöhtem Grad für die Verteilleitungen vor den Turbinen. Wenn tunlich, ist hier von gewöhnlichen Stopfbüchsen ganz, von solchen, die nach der Einstellung feststellbar sind, nach Möglichkeit abzusehen. Dafür sind die benachbarten Festpunkte und das Rohr den vollen auftretenden Kräften entsprechend zu bemessen.

Die Führung zutage hat den großen Vorteil der leichten und gründlichen Instandhaltung. In mehreren Fällen hat man eingedeckte, stark angegriffene Leitungen nach Jahrzehnten in offene umgewandelt.

Die gedeckte Führung eignet sich für Rohre in lawinen- oder steinschlaggefährdeten oder in sehr kalten Gebieten. Sie ist gegen Temperaturschwankungen wenig empfindlich, hat allenfalls den militärischen Vorteil der Unsichtbarkeit, verlangt aber unter Umständen stärkere Rohre.

2. Gang der Berechnung.

Man stelle zuerst nach Teilstrecken getrennt die geometrischen Verhältnisse und Drücke zusammen, bestimme sodann rechnerisch die Einzelkräfte in jeder Teilstrecke, dann die in den gewählten Belastungsfällen auftretenden Kräfte und Spannungen in den Rohren und deren Verbindungen, endlich die auf Festpunkte und Pfeiler wirkenden Gesamtkräfte. Nun erst setze man diese zeichnerisch zu einer

Mittelkraft zusammen und untersuche graphostatisch die Bodenpressungen, die Druck-, Zug-, Schub- und Haftspannungen im Beton, endlich die Standfestigkeit. Man gewinnt so für die gewählten Fälle ein Urteil darüber, ob und inwieweit die Rücksicht auf Druckproben oder auf das Entleeren im strengen Winter oder bei großer Hitze größere Betonmengen erfordert als der laufende Betrieb. Bei einer richtig ausgelegten, wirtschaftlich bemessenen und richtig erprobten Druckleitung wird letzteres unbedingt zu vermeiden sein.

Schließlich ist noch zu bemerken, daß auf die Klotzfestigkeit gegen Abscheren in einer durch die Achse gelegten Ebene zu achten ist, da erfahrungsgemäß viele Klötze achsenparallele Scherrisse aufweisen. Der Beton ist in der Umgebung der Rohre am fettesten zu halten, die Übermauerung der Rohre soll nicht zu gering sein. Zugspannungen im Beton sind tunlichst zu vermeiden oder durch Eisenbewehrung aufzunehmen. Verwickelte Blockformen sind zu vermeiden, ebenso Aussparungen innerhalb der Blöcke zwecks Zugänglichmachens einer Rohrverbindung. Es unterliegt keinem Bedenken, bei Zusammensetzung eines Krümmers aus zwei Stücken die Verbindungsnaht einzubetonieren; allenfalls kann man kleine Proberöhrchen zum Anzeigen von Wasseraustritten von einem Punkte nahe der Naht herausführen oder Einsteigeschächte anordnen.

Benutzte Literatur. (Zu S. 765.)

[28] F. Hoyer, Moderne Wasserräder. Wasserkraft, 1922, S. 349.
[29] C. Reindl, Zur Verwendung moderner Wasserräder. Wasserkraft, 1923, S. 134.
[30] R. Dubs, Die Bedeutung des Saugrohres. Wasserkraft-Jahrbuch, 1924, S. 437.
[31] Hans Baudisch, Der spezifische Laufraddurchmesser. Wasserkraft, 1921, S. 254.
[32] E. Treiber, Die Maschinenanlagen des Murgwerkes. Zeitschr. des Ver. Deutscher Ingenieure, 1923, Nr. 18.
[33] A. Maas, Hydraulische Hochspeicherkraftwerke. Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure, 1924, Nr. 46.
[34] Gleichmann, Wasserkräfte an Wasserstraßen. Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure, 1924. S. 1209.
[35] E. Braun, Zur Berechnung von Wasserschlössern. Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure, 1925, S. 964.
[36] Josef Zorn, Beitrag zur Frmittlung einer sparsamen Wasserschloßform. Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1923, Heft 11/12.
[37] D. Thoma, Buchbesprechung. Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure, 1924, S. 1207.
[38] A. Ludin, Rohrleitungen aus Holz. Die Wasserkraft, 1921, S. 53.
[39] Herbert Rabovsky, Holzdaubenrohre. Berlin 1926.
[40] Artur Hruschka, Die Berechnung von Druckrohrleitungen. Elektrotechnik und Maschinenbau (Zeitschr. des Elektrotechn. Vereins in Wien) 1922, Heft 46 und 47).
[41] H. Krey und Speidel, Gutachten über den Aquapulsor. Erhältlich von der Firma Willy Salge & Co., Berlin.
[42] R. Winkel, Eine neue Wasserkraftmaschine »Aquapulsor«. Glasers Annalen, 1922, Bd. 90, S. 92—97.
[43] R. Winkel, Die neue Wasserkraftmaschine »Aquapulsor«. Glasers Annalen, 1922, Bd. 91, .186—191.
[44] Marc Girod, L'Utilisation de la force motrice des marées. Schweizerische Bauzeitung, 1923, S. 75.

Quellennachweis der Figuren. (Zu S. 765.)

Fig. Nr.	Quelle
19*	[32]
20*	[33]
21*	[34]
22*	
23*	

Achter Teil.

Landwirtschaftlicher Wasserbau.

Zu II. C. § 2.

2. a) Die Aufschwemmung oder Auflandung (Kolmation). (S. 864.)

In der Tabelle »Der Sinkstoffgehalt eines Kubikmeters Wasser beträgt in g:« gelten die Zahlen für den Var für die Jahre 1864/1865, und für die Marne und Seine für die Jahre 1863/1864.

Die beobachteten Größtwerte des Sinkstoffgehaltes für 1 cbm Wasser betrugen für:

den Var 36 617 g am 30. Juni 1865,
die Marne 516 g am 4. Dezember 1863,
die Seine 2738 g am 24. September 1866.

Zu II. C. § 2.

b) Die mechanische Hebung des Wassers. (S. 877.)

Neben dem erwähnten Hydropulsor von Abraham kommt auch dessen Aquapulsor (S. 42) für die Hebung des Wassers für Be- und Entwässerungen in Frage. Im wesentlichen ist es bei Bewässerung von Ländereien ein einfach wirkender Aquapulsor, dessen Treibkessel hier jedoch keine Kolbenpumpe bewegt, sondern ein Fördergefäß trägt, in welches das zu fördernde Wasser abläuft. Der Aquapulsor für Entwässerung von tiefliegenden Ländereien stellt gleichsam die Umkehrung der ebengenannten Bewässerungsmaschine dar. Weiteres in der S. 42 genannten Quelle [42].

Zu III. D. § 4. (S. 895.)

7. Der Aquapulsor von Abraham (vgl. S. 42).

Neunter Teil.

Schiffahrt.

Zu I. B. § 5. Anwachsen der Schiffsabmessungen. (S. 949—951.)

Auf dem internationalen Schiffahrtskongreß in London, 1923, äußerte sich Professor Luiggi (Italien) über die Frage der Begrenzung der Schiffsgrößen dahin, daß das heutige Fahrgastschiff 20 bis 30, höchstens 35 Tausend t aufweise, gegenüber 8 bis 10, höchstens 15 Tausend t des Regelfrachtschiffes. Es sei zweckmäßig, daß Werften und Reedereien sich auf diese Grenzen für 30 Jahre festlegten. Damit würde an kostspieligen Hafenbauten gespart und die Seeschiffahrt als Ganzes verbilligt und gefördert werden. Der beratende Ingenieur der Suez-Kanal-Gesellschaft Quellennac unterstrich diese Forderungen. Auch Wentworth Scheilds (Southampton) sprach sich gegen zu große Schiffsabmessungen aus: aus großen Frachtschiffen könne auf die Längeneinheit des Kais nicht mehr ausgeladen werden als aus einer entsprechenden Anzahl kleinerer Schiffe, dagegen wüchsen die Kosten für die Bereitstellung eines Hafens mit der dritten Potenz der erforderlichen Tiefe [33].

Zu I. E. § 2.

4. Ruderform und -größe. (S. 963.)

Einen bedeutsamen Fortschritt in der Ausbildung der Ruder stellt das Flettner-Ruder dar [34]. Anton Flettner hat zunächst im Großflußzeugbau bedeutende Erfolge mit einer Rudervorrichtung erzielt, bei der eine größere frei bewegliche Steuerfläche durch eine kleinere so leicht und einwandfrei von Hand gesteuert werden kann, daß die Verwendung des strombetätigten Flettner-Ruders für alle deutschen Großflugzeuge während des Weltkrieges vorgeschrieben wurde. Nach dem Kriege verwertete Flettner den gleichen Gedanken auch für Schiffe und schuf damit ein Ruder, das ohne Rudermaschine betrieben werden kann. Zunächst wurde das sogenannte Einflächenruder ausgebildet, wobei eine große Ruderfläche durch eine bedeutend kleinere, an ihrem hinteren Ende angebrachte Fläche gesteuert wird. Später hat Flettner noch ein Dreiflächenruder konstruiert, das ebenso wie das Einflächenruder bereits mehrfach eingebaut ist. Das Flettner-Ruder soll sich im allgemeinen auf See vorzüglich bewährt haben. Mit dem Einflächenruder lassen sich allerdings nicht so kleine Ruderdrehkreise erzielen wie mit dem gewöhnlichen Ruder. In dieser Hinsicht verdient das Dreiflächenruder den Vorzug, das außerdem noch den Vorteil hat, daß es nicht austaucht, wenn das Schiff nur wenig belastet ist (Ballastfahrt). Es ist darauf zu achten, daß das Flettner-Ruder am Hinterschiff geeignete Strömungsverhältnisse vorfindet. Da es im Schraubenstrahl angebracht werden muß, sind für Zweischrauben-

schiffe zwei Ruder erforderlich. Über das Verhalten des Flettner-Ruders in Kanälen und bei Begegnungen mit anderen Schiffen sind die Erfahrungen noch nicht abgeschlossen. Gute Abbildungen nebst Erläuterungen finden sich in [34].

Zu § 4. Treibmittel. (S. 981.)

4. Der teilweise tauchende Schrauben-Propeller.

Schon 1898 in Deutschland Suppan (D.R.P. Nr. 117 062) und Szendi als einfaches Flügelrad durch Patent geschützt, konnte der teilweise tauchende am Heck paarweis angeordnete Propeller erst neuerdings sich praktisch durchsetzen. Er ähnelt durchaus einer Schiffsschraube mit allerdings oft anders gestalteten Flügeln, die mit ihrer Nabe über Wasser sich befindet, wenigstens wenn das Schiff in Fahrt ist, und nur mit dem unteren Teil ihrer ganzen Kreisfläche in das Wasser taucht. Hickmann (Franz. Patent Nr. 427 961) in Canada führte ihn für sehr schnelle Motorboote praktisch ein [36]. Er hat hier den großen Vorteil, daß alle Widerstand vermehrenden Anhängsel, die für die Lagerung und den Antrieb gewöhnlicher Unterwasserpropeller notwendig sind, am Schiffskörper wegfallen, dafür den Nachteil größeren Gewichtes und geringerer Seefähigkeit. Denny & Brothers in England führten ihn in die Flußschiffahrt ein [37], wo er für Schiffe nicht gar zu stark wechselnder Tauchung, wie Schlepper, Passagierschiffe, bei ölmotorischem Antrieb sehr geeignet zu sein scheint, besonders nachdem es Gebers (nach persönlicher Mitteilung) in Wien gelungen ist, ihn durch eigenartige Formgebung so zu verbessern, daß Höchstwirkungsgrade bis 75 vH. im Versuchstank erreicht wurden. Zieht man den erwähnten Wegfall Widerstand vermehrender Anhängsel mit in Rechnung, so dürfte dieser Propeller gegenwärtig als der mit dem höchsten Wirkungsgrad ausgestattete zu betrachten sein und für manche Zwecke, besonders da er leicht und ohne Nachteil als Drehflügelpropeller ausgeführt werden kann, eine Zukunft haben.

Benutzte Literatur. (S. 1030.)

[33] Werft, Reederei, Hafen, 1923, S. 523.
[34] Das Flettner-Ruder für Schiffe. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, 1922, S. 976.
[35] Anton Flettners Erfindungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, 1924, S. 1270.
[36] Die Yacht, 1924, S. 1148 ff.
[37] Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, 1922, S. 776 und 1925, S. 1513. Ferner: Schiffbau, 1922, S. 1341.

Zehnter Teil.

Schiffsschleusen.

A. Allgemeines.

Zu § 2. Abmessungen. (S. 1038.)

Über die Abmessungen größerer Seeschleusen bringt [53] folgende Zusammenstellung:

Bezeichnung	Nutzbare Länge m	Nutzbare Breite m	Drempeltiefe unter gewöhnlichem Binnenwasser	Drempeltiefe unter mittlerem Außen-NW.
Neue Schleuseneinfahrt in Wilhelmshaven	260	40	11	10,40
Schleuse vor dem neuen Emder Seehafen	250	40	12	9,20
Neue Schleuseneinfahrt in Bremerhaven	250	34	12	8,78
Geplante neue Einfahrt in Antwerpen	über 300	35	12,2	8,00
Schleusen des Panama-Kanals	305	33,55	12,2	10.68
Neue Ostseeschleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals	330	45	14,10	13,77
Neue Schleusen in Brunsbüttelkoog des Kaiser-Wilhelm-Kanals	330	45	14,10	12,42

Die größte Schleuse der Welt wird aber die im Bau begriffene dritte Seeschleuse in Ymuiden mit 400 m Kammerlänge, 50 m lichter Weite und 15 m Drempeltiefe sein, die für Seeschiffe bis zu 60 000 t befahrbar sein wird. Im Jahre 1876 wurde Amsterdam durch den Nordseekanal mit der Nordsee verbunden (s. S. 1329/1330). Der Kanal war in Ymuiden gegen die See abgeschlossen durch eine Schleuse von 119 m Länge, 18 m lichter Weite und 8 m Drempeltiefe unter Amsterdamer Pegel. Die zweite im Jahre 1896 dem Verkehr übergebene Seeschleuse ist bei 25 m lichter Weite und 10,15 m Drempeltiefe 225 m lang. Die weitere Zunahme der Schiffsgrößen veranlaßte dann den Bau der dritten Seeschleuse [55].

B. Bauliches.

Zu § 3. Einzelheiten der baulichen Ausbildung. (S. 1079.)

Auch im Schleusenbau hat neuerdings das Gußbetonverfahren mit großem Erfolge Eingang gefunden, so bei der neuen Geestemünder Doppelschleuse und bei der dritten Schleuse Münster. Bei letzterer wurde der Gußbeton als Zementtraßbeton im Mischungsverhältnis — in Raumteilen — 1 Zement + 0,6 Traß + 9,5 Kiessand für gewöhnlichen Beton und 1 Zement + 0,6 Traß + 6 Kiessand für Eisenbeton verwendet. Hierbei wurde besonders auf sandreichen Kiessand Wert gelegt. Die Kammer-

wände sind mit Klinkern verblendet. Werksteine sind überhaupt nicht verwendet, sie sind durch Flußeisen zur Verblendung der Ecken, Drempel und Wendenischen ersetzt worden [44]. Auch die dritte Seeschleuse in Ymuiden wird aus Gußbeton, aber ohne irgendeine Verkleidung hergestellt. Nur die Wendenischen und Drempel erhalten eine Verblendung mit Granitquadern [55].

C. Schleusentore.

Zu § 1. Allgemeines. (S. 1081.)

Außer den daselbst genannten Torarten sind noch

8. Sektortore zu nennen.

Zu § 3. Bauliches. 2. Die übrigen Tore.

b) Klapptore [44]. (S. 1113—1119.)

Bei dem eisernen Klapptor der dritten Schleuse Münster ist die Torblechhaut ganz auf die Unterwasserseite gelegt, außerdem das Geländer versuchsweise mit Holztafeln bekleidet, so daß das Tor in geöffnetem Zustande eine glatte Oberfläche hat, an der die Schäkel, mit denen die Schiffstrossen verbunden sind, nicht mehr — wie das bei der zweiten Schleuse Münster vorgekommen ist — am Klapptor festhaken und entweder das Geländer oder die Antriebkette des Tores beschädigen können.

Nachzutragen: f) Sektortore [45], [46], [47]. (S. 1148.)

Die Schleuse im Södertälje-Kanal, der südlich von Stockholm, einen schmalen Landstreifen auf 2,8 km Länge durchschneidend, den Mälarsee mit der Ostsee verbindet, hat eigenartige Sektortore erhalten. Gewöhnlich liegt der Spiegel des Mälarsees über dem der Ostsee. Während etwa fünf Wochen im Jahre kann aber der Ostseespiegel sich um 40 cm über dem Mälarseespiegel erheben. Der größte Wasserüberdruck beträgt 1,20 m. Die Lichtweite in den Schleusenhäuptern beträgt 20 m; die Drempel liegen 7,5 m unter NW. So wurden beiderseitig kehrende Tore notwendig. Die sehr eingehenden Untersuchungen und Vergleiche mit Schiebetoren und doppelt kehrenden einfachen Stemmtoren führten zur Wahl beiderseitig kehrender Sektortore mit lotrechter Drehachse, die sowohl im Außen- als auch im Binnenhaupt eingebaut sind. Die Tore haben auf Grund mehrjähriger Modellversuche ihre Form erhalten. Jeder der beiden Torflügel, Fig. 24*, bildet einen lotrechten Zylinder mit der Grundform des Sektors eines um die Drehachse geschlagenen Kreises. Die Mittelkraft aller auf ein Tor wirkenden Kräfte geht also durch die Torlager, weshalb das Tor auch unter Druck in stark strömendem Wasser bewegt werden und nach beiden Seiten kehren kann. Fünf sektorförmige, wagerechte und fachwerkartige Roste sind an der gekrümmten Seite durch lotrechte Aussteifungen untereinander verbunden, an die den Wasserdruck unmittelbar aufnehmende Bleche angenietet sind. Die geraden Seiten der Roste sind durch Fachwerke miteinander verbunden und übertragen als Hauptstützwände die Kräfte auf einen oberen und unteren Stützarm. Bei der Füllung und Leerung der Schleuse strömt das Wasser zwischen die Torflügel hindurch und um dieselben herum durch die Torkammernischen. Die Tore selbst dienen also auch zum Füllen und Leeren der Schleuse: besondere Umläufe oder Torschütze sind nicht vorhanden. In jeden Torflügel sind drei Schwimmkörper eingebaut. Sie können durch eine gemeinsame Pumpe entleert werden und werden im Betrieb so belastet, daß eine abwärts gerichtete Kraft von etwa 10 vH des Gesamtgewichts verbleibt.

Bei langsamem Beginn des Öffnens fließt ein Teil, etwa ein Drittel des aus- oder einströmenden Wassers zwischen die beiden Schlagsäulen hindurch und die übrigen zwei Drittel durch die beiden Tornischen aus der Schleusenkammer oder in diese. Letztere beiden Strömungen treffen außerhalb des Tores senkrecht aufeinander, wodurch eine ruhige Lage des Schiffes in der Kammer gewährleistet wird. Bei größerem Unterschied zwischen den beiden Wasserspiegeln wird das Öffnen sehr langsam eingeleitet und mit dem Ausgleich zunehmend erweitert. Dadurch wird das Schwanken der zu schleusenden Schiffe auf ein Mindestmaß beschränkt, eine unnötige Verzögerung der Durchschleusung verhütet und zugleich die zum Öffnen der Tore notwendige Kraft ermäßigt. Die geeignetsten Formen der Tornischen und des Torkörpers, insbesondere die Größen der Winkel α, β, γ und δ, Fig. 24* wurden durch die Modellversuche ermittelt. Die im Modellmaßstabe 1 : 16 ausgeführten Versuche erstreckten sich auf den Zentriwinkel a des Tores, die Geschwindigkeit für die Bewegung des Tores und die Schleusungszeit, ferner auf die Verteilung des einfließenden Wassers nach

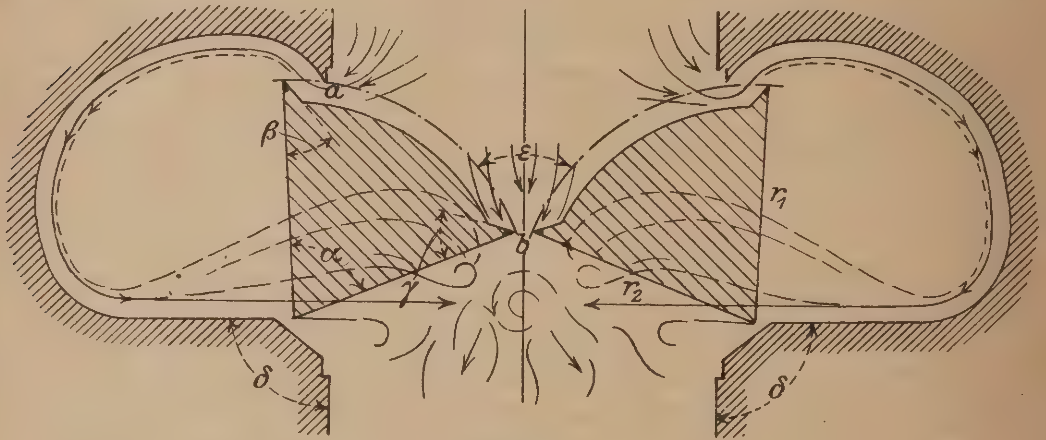


Fig. 24*.

Menge und Richtung, auf die zum Bewegen des Tores erforderliche Kraft und auf die Form der Nischen. Dabei ergab sich unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Kostenfrage der Winkel a gleich 70°, Gleichheit der Winkel α, β, γ und ε mit je 20° und $r_1 \approx r_2$. Die Ecken des Tores müssen so gestaltet sein, daß sie das Einströmen des Wassers bei a erleichtern und bei b erschweren. Diese Versuche fielen beim Vergleich mit Stemmtoren und Schiebetoren zugunsten der Schiebetore und Sektortore aus; beim Vergleich der Schiebetore und Sektortore entschied man sich aus folgenden Gründen für die letzteren. 1. Die Sektortore sind billiger, besonders da keine Umläufe und Verschlüsse erforderlich sind. 2. Die Bewegungsvorrichtungen sind einfacher, 3. das Öffnen und Schließen der Tore ist leichter. 4. Die Schleusungszeit ist kürzer. Nur hinsichtlich der Übertragung von starken seitlichen Kräften auf die Torlager sind die Schiebetore den Sektortoren überlegen. Die Betriebserfahrungen müssen lehren, ob die Sektortore auch in dieser Hinsicht sich bewähren. Wegen aller baulichen Einzelheiten der eisernen Tore wird auf die genannten Quellen verwiesen. Zur Sicherung gegen Eisbildung können die Tore elektrisch erwärmt werden. Wenn ein Tor beschädigt ist oder behufs Erneuerung des Anstrichs nachgesehen werden muß, wird es in die Tornische eingeschwenkt, die leergepumpt wird, nachdem ein Abschlußponton vor die Tornische gebracht ist. Damit aber dabei der Schleusenverkehr nicht

gestört wird, ist auf dem Abschlußponton ein scheibenförmiges Ersatztor angeordnet, das zu dem anderen Sektortor paßt. Die Tore werden mit Drahtseilen elektrisch angetrieben.

D. Füllen und Leeren der Kammern.

Zu § 1. Berechnung der Füllungs- und Leerungszeit. (S. 1174—1176.)

In [48], einer Schrift, auf die noch wiederholt zurückgekommen werden wird, hat Georg Mahr Berechnungen für die Füllungs- und Leerungszeit für verschiedene Arten der Freigabe der Umläufe angestellt, auf die hier verwiesen werden muß.

§ 2. Anwendung und Ausbildung.

Zu 1. Allgemeines. (S. 1176—1184.)

Der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau verdanken wir sehr wertvolle und grundlegende Versuche über die beim Füllen und Leeren von Schleusen auftretenden Vorgänge: [49], [50], [51] und [52]. R. Winkel berichtet in [51], daß nach seinen Feststellungen in [50] die Größe der Schiffsschwingungen und Trossenbeanspruchungen in hohem Maße von den Maßnahmen beim Beginn der Schleusenfüllung oder Schleusenleerung abhängt. Die Schützöffnung wird im allgemeinen so bemessen, daß bei vollem Schützhub eine ganz bestimmte Wassermenge der Kanalhaltung entnommen und der Schleuse zugeführt wird. Bei schnellem Schützhub

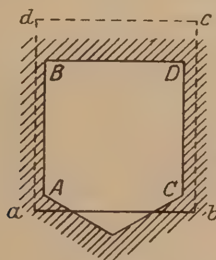


Fig. 25*.

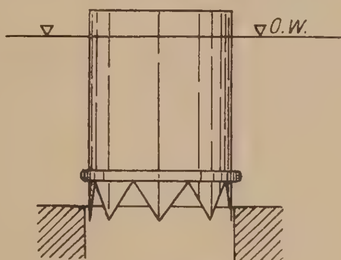


Fig. 26*.

entstehen sehr heftige Schiffsbewegungen und übermäßige Trossenbeanspruchungen, während diese ganz erheblich geringer bleiben, wenn die gleiche sekundliche Wassermenge in stetigem allmählichen Anwachsen von Null an erst nach einiger Zeit erreicht wird. Deshalb erscheint der Vorschlag R. Winkels sehr beachtenswert, durch den man gerade beim Beginn der Schleusung eine besonders geringe Zunahme des Wasserzuflusses erreichen kann: der Umlaufquerschnitt *ABCDE* an der Verschlußstelle wird nach Fig. 25* ausgebildet. Wird das Schütz *abcd* gleichmäßig gehoben, dann nehmen die freiwerdenden Querschnitte nicht gleichmäßig, sondern nach einer Parabel zu. Der Übergang von Null auf die dem Querschnitt *ABC* entsprechende Wassermenge ist daher viel sanfter als bei rechteckiger Begrenzung. Der Vorschlag erscheint besonders zweckmäßig für das Oberhaupt beim Füllen; er kann nach Winkels Vorschlag, Fig. 26*, auch bei Rohrschützen Anwendung finden.

Weiter hat R. Winkel durch Versuche nachgewiesen [52], daß sein Schütz in Verbindung mit einfachem kurzen Umlaufe dem langen Umlauf mit Stichkanälen überlegen ist. In einer anschließenden theoretischen Untersuchung wird gezeigt, daß bei langem Umlauf mit Stichkanälen der erste Stichkanal eine kurze Zeit allein Wasser fördert. Von ihm aus eilt die die Schiffsbewegung verursachende Schwallwelle nach dem

Untertor. Ferner wurde durch vergleichende Versuche nachgewiesen, daß die Einwirkung der Schwallwelle auf das Schiff selbst bei einem kurzen Umlauf noch erheblich geringer wird als die Einwirkung der Wasserwelle, die bei einem langen Umlaufe mit vielen Stichkanälen entsteht, sofern das Schütz der Fig. 25* Anwendung findet. Und mit berechtigter Genugtuung wird dabei mitgeteilt, daß bei der dritten 400 m langen und 50 m breiten Seeschleuse in Ymuiden die Winkelschen Schütze auf Grund der Berliner Versuche benutzt werden: die durch Fortfall der langen Umläufe erzielte Ersparnis wird auf »viele hunderttausende holländische Gulden« eingeschätzt!

Nach diesen Ergebnissen werden lange Umläufe mit Stichkanälen bei Benutzung der neuartigen Schützvorrichtungen völlig entbehrlich. »Es läßt sich, sofern nicht besondere Gründe vorliegen, weder vom hydromechanischen noch vom wirtschaftlichen Standpunkte aus rechtfertigen, künftig lange Umläufe mit Stichkanälen überhaupt noch zu verwenden, weil wir jetzt bessere und billigere Maßnahmen zur Erzielung einer möglichst ruhigen Lage des geschleusten Schiffes kennen.«

Durchgehende Umläufe mit Stichkanälen haben sich auch bei der ersten und zweiten Schleuse Münster, besonders bei einseitiger Benutzung der Schütze, nicht bewährt, weil die Schiffe beim Schleusen zu unruhig liegen. Die gleiche Erfahrung ist mit den durchgehenden Umläufen der Schachtschleuse bei Henrichenburg gemacht worden. Um eine ruhigere Lage der Schiffe beim Schleusen in der Schleusenkammer zu erreichen, ist daher die Wasserzuführung von den Sparbecken in die Schleusenkammer bei der dritten Schleuse Münster anders gewählt worden. Das Wasser tritt hier aus den Sparbecken durch Zulaufkanäle unter den unterhöhlten Drempel des Oberhauptes und strömt von dort aus in die Schleusenkammer. In gleicher Weise wird das Wasser beim Füllen aus dem Oberwasser geleitet. Dadurch ist erreicht, daß die Schiffe nur Schwankungen in der Längsrichtung ausgesetzt sind, denen man durch hinreichendes festlegen leicht begegnen kann. Am Unterhaupt sind kurze um das Tor herumführende Umläufe angeordnet.

E. Besondere Schleusen.

§ 2. Die Nyholm-Schleuse. (S. 1203—1211.)

Über die bei der Schleuse Hemelingen gemachten Betriebserfahrungen ist auf Grund der dem Verfasser von der Bremer Baubehörde zur Verfügung gestellten Angaben das folgende zu bemerken:

1. Nach Verkleidung der Schachtwandungen mit einbetonierten T-Eisen sind Beschädigungen nicht mehr vorgekommen. Die Stöße der vibrierenden Platte gegen die Schachtwandungen werden dadurch beträchtlich vemindert, daß die Platten keinen schmalen, sondern einen hohen Rand erhalten, so daß beim Annähern an die Wand ein Wasserpolster weggequetscht werden muß.

2. Die Kettenglieder bogen sich nach der Krümmung des Rades, über das sie geführt werden, und geben damit zu Längenänderungen Anlaß. Deshalb müssen die Ketten über kalibrierte Kettennüsse geführt werden. Längenänderungen der Ketten können mit Hilfe der in den eingelegten Zugstangen vorgesehenen Spannschlösser ausgeglichen werden.

3. Es sind verschiedene Male die gußeisernen Gelenklager zwischen Tor und Triebstange infolge zu großen Zuges in den Ketten abgerissen worden. Deshalb ist

der Bolzen als schwaches Glied ausgebildet worden, so daß er abgeschert werden wird, bevor eine Beschädigung am Gelenklager eintritt.

4. Durch das Auftreten hydraulischer Stöße sind häufig Ketten gerissen. Die Ketten sind fehlerhaft nur für das mittlere, nicht für das höchste Gefälle berechnet, so daß an sich schon bei hohem Gefälle eine Überlastung der Ketten eintrat. Da eine Verstärkung der Ketten einen Umbau der gesamten Bewegungsvorrichtungen erfordert haben würde, ist ein anderer Ausweg gewählt: in die Platten ist eine größere Anzahl von kleinen Löchern gebohrt, durch die, wie durch ein Sieb, Wasser hindurchströmt, sobald ein Druckunterschied an der Platte auftritt. Der Durchflußquerschnitt ist so gewählt, daß bei voller Hahnöffnung die durchfließende Wassermenge ohne starke Behinderung zum Unterwasser abfließen kann, daß also dann annähernd der volle Überdruck auf die Platte wirkt. Bei gedrosselter Hahnstellung läßt sich dagegen der Druckunterschied an der Platte erheblich durch den Störungswiderstand am Hahn vermindern. Dadurch ist man in der Lage, die auf die Platte ausgeübte Kraft mit Hilfe des Vierweghahnes zu regeln. Zur Milderung der hydraulischen Stöße sind beim Neubau des Unterhauptes der großen Schleuse in die Rohrleitung hinter den Torplattenschächten Standrohre eingebaut, aus denen das Wasser beim Auftreten von Wasserstößen herausgesogen wird, so daß die Schläge erheblich gemildert werden.

Als ein Mangel ist es anzusehen, daß die Toröffnungsplatte und die Stützplatte durch eine Hahnstellung gleichzeitig unter Druck gesetzt werden. Das Schütz geht unter dem Druck seiner Platte hoch, ohne daß das Tor sich öffnen kann (solange die Wasserspiegel noch nicht ausgeglichen sind). Die Toröffnungskette erhält auch dann dauernd große Spannung, wenn z. B. das Tor sich wegen Eis in der Nische nicht ganz öffnen läßt, also die Platte noch nicht in der Endstellung zur Auflagerung gekommen ist. Es wäre anzustreben, für die Toröffnung eine besondere Hahnstellung einzuführen, um Toröffnung und Schützbewegung unabhängig voneinander ausführen zu können.

5. Die Antriebwelle des Vierweghahnes ist infolge hoher Torsionsbeanspruchung gebrochen. Eine Verbesserung, nicht nur wegen der Torsionsbeanspruchung der langen Welle, sondern auch wegen der Zugänglichkeit und Trockenlegung des Hahnes dürfte durch eine Höherlegung erreicht werden, wie sie am Unterhaupt der großen Schleuse ausgeführt ist. Dort sind die Leitungen zum Hahn heberartig hochgeführt, so daß er über dem gewöhnlichen Unterwasserstande angeordnet werden konnte, und daher durch Ablassen des Wassers zum Unterwasser leicht und ohne Zuhilfenahme einer Pumpe trockengelegt werden kann.

6. Die Dichtung der Platten mittels Lederstulpen wurde als zu wenig dichtend und zu leicht zerstörbar entfernt und durch Gummiringe, die mit einem Flacheisen auf dem Rande der Platten aufgeschraubt wurden, ersetzt. Diese Maßnahme hat sich bewährt.

7. Die zwecks Herbeiführung eines gleichmäßigen Ganges der beiderseitigen Schützverschlüsse und Torflügel zum Abdrosseln einer Rohrleitung vorgesehenen Drosselklappen haben sich in ihrer Wirkung als unzureichend erwiesen. Es genügt auch nicht, eine Drosselvorrichtung in eine der beiden Rohrleitungen einzubauen. Durch die ungleichen Reibungswiderstände wird unter Umständen auch das dem Hahn näher liegende Schütz oder Tor erst später in Bewegung gesetzt als das auf der abgelegenen Schleusenseite liegende. Ein gleichmäßiger Gang beider Schütze und Torflügel ist für den Schleusenbetrieb dringend erwünscht. An der Bremer Schleuse kommt es vor, daß zunächst ein Schütz oder Torflügel sich voll öffnet, bevor das

zweite sich in Bewegung setzt. Darin ist im Schleusenbetrieb ein erheblicher Nachteil zu erblicken, der sich aber durch geeignete Drosselvorrichtungen in den beiderseitigen Rohrleitungen beheben lassen wird.

Zu H. Schleusenbetrieb. (S. 1222—1224.)

Die neuen großen Schleusen für lebhaften Verkehr haben inzwischen eine solche elektrische Ausrüstung erhalten, daß sie — von Seeschleusen abgesehen — von einem einzigen Mann bedient werden können. Die Steigerung des Verkehrs und das Anwachsen der Schiffsgröße haben es mit sich gebracht, daß neben den maschinellen Einrichtungen zum Bewegen der Tore und der Umlaufverschlüsse auch besondere Vorrichtungen zum Ein- und Ausschleppen der Schiffe und Schleppzüge notwendig geworden sind. Alle diese Einrichtungen haben als Ziel die tunlichste Abkürzung der Schleusungszeit, deren Hauptanteil auf das Ein- und Ausfahren der Schiffe entfällt, s. S. 1382, § 2. Dazu kommt der Zeitaufwand für das Bewegen der Tore und für das Füllen und Leeren der Kammer und endlich noch die Zeit zwischen der Ausfahrt des einen und der Einfahrt des nächsten Schiffes, die also von dem Augenblick an gerechnet wird, in dem die Schleuse frei wird, bis zu jenem, in dem der Vordersteven des nächsten Schiffes oder die Spitze des nächsten Schleppzuges einfährt: der »äußere Verlust« [48]. Der Zeitaufwand für das Bewegen der Tore wird sowohl durch die Art der Antriebvorrichtung als auch durch die Torart bedingt. So dauert nach [48] bei den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals (s. S. 1134 und Fig. 1445, S. 1384) das Öffnen und Schließen der Klapptore in den Oberhäuptern 90 Sekunden länger als das der Schiebetore in den Unterhäuptern. Infolgedessen erhält die an der zweiten Mündung dieses Kanals gelegene neue Doppelschleuse bei Duisburg in sämtlichen Häuptern Schiebetore.

I. Überwindung großer Höhen.

§ 2. Mechanische Schiffshebung.

1. Lotrechte Hebung.

Zu a) Doppelhebewerke mit Preßkolben. (S. 1237.)

Über die erwähnten drei neuen Hebewerke im Canal du Centre ist in der »Bautechnik« 1925, Heft 38 eine ausführliche, durch Zeichnungen erläuterte Mitteilung von Walter Sperling erschienen, auf die hier verwiesen wird.

Zu b) Hebewerke mit Gewichtsausgleichung unter Anwendung von Zugorganen ist S. 1245 nachzutragen:

γ) Einfaches Hebewerk mit Gegengewichten und Trockenförderung. Entwurf der Firma Aug. Klönne in Dortmund.

Das Schiff wird in einem Hubgerüst gefördert, auf dessen siebartig ausgebildetem Boden es während der Beförderung aufsitzt. Die Gesamtanlage des Hebewerkes, Fig. 27 a—d, besteht aus einer unteren und einer oberen Haltung, die in der Kanalachse um ein dem jeweiligen Gelände anzupsasendes Wegestück voneinander entfernt sind. Die Beförderung des Schiffes zerlegt sich also in eine lotrechte und wagerechte. Die Bauwerke auf beiden Haltungen bestehen aus festen eisernen Gerüsten, die über den Enden der Kanalhaltungen errichtet sind. Diese eisernen Gerüste tragen oben eine Kranbahn, die die Verbindung der beiden Haltungen herstellt. Auf der Kranbahn läuft eine Katze, die das Hubgerüst zusammen mit dem Schiff verfahren kann.

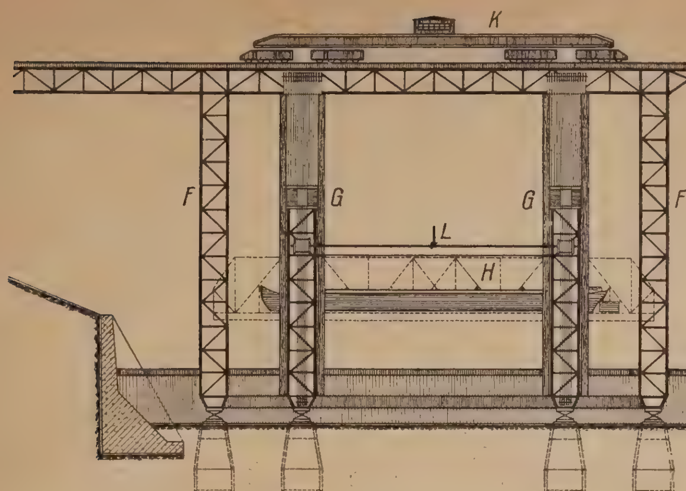


Fig. 27* a.

F Festes Gerüst
G Gegengewicht
H Hubgerüst
I Haken
K Laufkran
L Antriebwinde
T Traverse

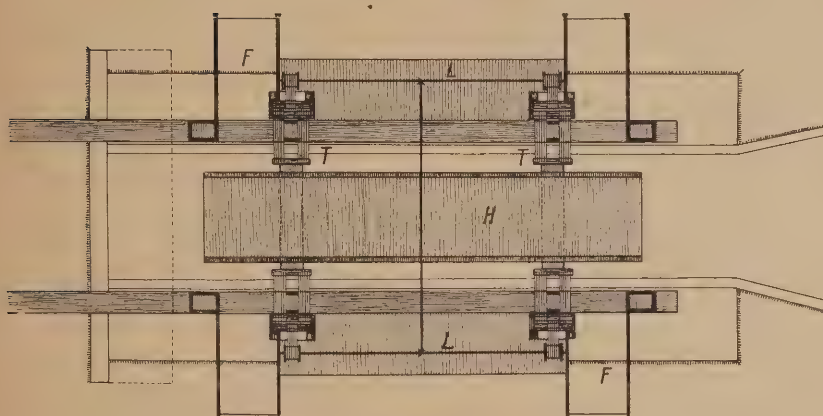


Fig. 27* b.

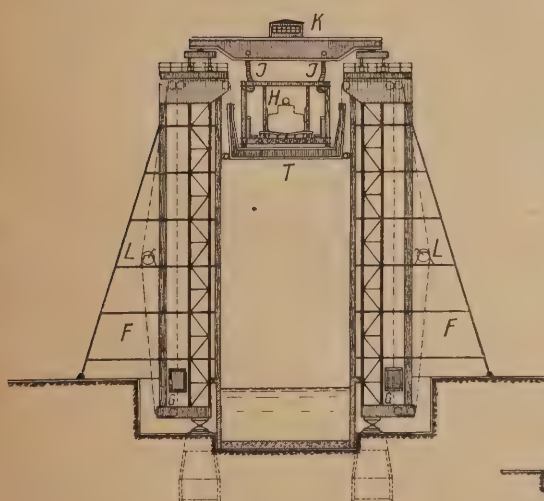


Fig. 27* c.

In den festen Gerüsten bewegen sich je zwei Traversen, die durch eine über Rollen laufende Seilaufhängung mit Gegengewichten verbunden sind. Während des Hebens oder Senkens des Hubgerüstes sitzt dieses auf den Traversen auf, wodurch die Verbindung der Nutzlast mit den Gegengewichten hergestellt ist. Die Windwerke zum Heben und Senken sind in etwa halber Höhe der



Fig. 27* d

festen eisernen Gerüste aufgestellt. Die Antriebseile greifen oben und unten an den Gegengewichten an und sind um Seiltrommeln der Windwerke geschlungen. Sie wirken abwechselnd, je nachdem Über- oder Unterlasten auf der Gegengewichtseite entsprechend den veränderlichen Schiffslasten auftreten. In dem Entwurfe erfolgt der Gegengewichtausgleich für die tote Last (Hubgerüst und Traversen) und für ein mittleres Schiffsgewicht. Für die maschinelle Förderung kommt daher nur der jeweilige Unterschied der wirklichen Schiffslast gegenüber der ausgeglichenen in Frage.

Soll ein Schiff von der unteren zur oberen Haltung befördert werden, so wird das Hubgerüst so tief in das Unterwasser abgesenkt, daß das Schiff über dem Boden des Hubgerüstes einfahren kann. Nachdem das Schiff festgelegt ist, wird das Hubgerüst durch die Windwerke allmählich angehoben, wobei das Schiff sich zunächst auf den Boden des Hubgerüstes aufsetzt. Beim weiteren Heben verliert das Schiff allmählich seinen Auftrieb und überträgt seine Last ebenso allmählich auf das Hubgerüst. Das auf den Traversen aufliegende Hubgerüst wird nun bis zur Kranbahn angehoben und mittels Haken an die Katze angehängt. Dabei wird durch gleichzeitiges Anheben der Haken die Last allmählich von den Traversen genommen. Hubgerüst und Katze bilden jetzt ein starres System. Mit der Katze wird nun das Hubgerüst mit dem Schiff zur anderen Haltung gefahren, woselbst sich der Vorgang im umgekehrten Sinne wiederholt: das Hubgerüst wird durch die Haken wieder auf die Traversen abgesetzt, das Ganze durch den Antrieb gesenkt und ins Wasser abgelassen, bis das Schiff wieder schwimmt. Es kann alsdann aus der Haltung herausgebracht werden, und die Anlage ist zur Aufnahme eines zu Tal fahrenden Schiffes bereit.

Die bei der Trockenförderung auftretende wichtigste Frage ist die nach der Möglichkeit der unschädlichen Trockensetzung der Kanalschiffe. Eingehende, von der Firma Aug. Klönne angestellte Untersuchungen sowie die von ihr und auch von dem Verfasser eingeholten Gutachten von sachverständigen Schiffbauern haben ergeben, daß eiserne Schiffe und solche gemischter Bauart ohne weiteres auf ebenem Rost abgesetzt werden können. Da jedoch bei hölzernenen Schiffen und solchen mit hölzernem Boden verhältnismäßig große Durchbiegungen auftreten, so ist der Boden des Hubgerüstes nachgiebig angeordnet, wodurch es ermöglicht wird, daß derartig Schiffe, ohne eine Formänderung zu erfahren, trockengesetzt und von der einen zur anderen Haltung befördert werden können.

Das Hubgerüst besitzt eine über die ganze Bodenfläche verteilte Anzahl hydraulischer Hebeböcke, die einen siebartigen Bohlenbelag tragen. Sie stellen sich, untereinander kommunizierend, in ihrer Höhenlage nach der Schiffsform ein und werden durch eine selbsttätige Sperrung in dieser Lage erhalten. Seitlich wird das Schiff durch lotrechte Rungen abgestützt, die mittels Spindeln unter dem Boden des Hubgerüstes und oben am Hubgerüst geführt sind. Sie sind so angeordnet, daß je zwei von ihnen in einer Querschnittebene zusammenwirken und werden durch Elektromotore angetrieben. Ist das Schiff in das Hubgerüst eingeschwommen, dann werden die Rungen an die Schiffsseitenwände herangeführt und halten diese während der Trockenstellung fest.

Durch Anordnung von zwei unmittlebar hintereinander liegenden Hubgerüsten kann das Hebewerk so verlängert werden, daß ganze Schleppzüge ungeteilt befördert werden können. Damit entfällt der Zeitverlust für die Zerlegung und Wiederzusammensetzung der Schleppzüge. Dieser Umstand ist besonders dann ausschlaggebend, wenn der Wasserweg, in welchem sich das Hebewerk befindet, eine

große Leistung aufweisen muß, da die Größtleistung einer solchen Wasserstraße von dem Kunsteinbau abhängig ist, der die geringste Leistung hat.

Das Klönnesche Schiffshebewerk stellt eine gewöhnliche Kranbahn von zwar erheblichen, aber doch nicht ungewöhnlichen Abmessungen dar. Die Trockenförderung weist durch Vermeidung von großen bewegten Massen, jeglicher Dichtungen und Verbindungen zwischen Hubgerüst und Haltungen, sowie wegen ihrer Betriebssicherheit und Unempfindlichkeit gegen wechselnde Wasserstände große Vorteile auf. Der Betrieb ist einfach und sicher. Es treten keinerlei Wasserverluste auf und die zu überwindende Höhe bietet keine Schwierigkeit.

So stellt alles in allem das Klönnesche Hebewerk eine durchaus beachtenswerte Lösung dar und würde namentlich dadurch die Leistungsfähigkeit der in Frage kommenden Wasserstraße erheblich steigern, daß es die auch von G. de Thierry in [54] verlangte Beförderung eines ganzen Schleppzuges ermöglicht, ohne die Wirtschaftlichkeit des Betriebes durch zu hohe Anlagekosten in Frage zu stellen, wie solches bei der Naßförderung eines ganzen Schleppzuges wegen des gewaltigen Gewichtes eines großen wassergefüllten Troges der Fall sein würde.

3. Hebung auf geneigter Ebene.

Zu d) Gesichtspunkte für die Ausbildung geneigter Ebenen. (S. 1273.)

Nach den vorliegenden Urteilen von Sachverständigen des Schiffbaues sind die S. 1273 gegen die Trockenförderung von Schiffen geäußerten Bedenken nicht mehr aufrecht zu erhalten. Im Gegenteil, gerade bei geneigten Ebenen wird sie, wie Carstanjen in [54], S. 94, ausgeführt hat, bei ganz großen Höhen dort von besonderem Vorteile sein, wo ein Gewichtsausgleich durch Gegengewichte nicht möglich ist, also Selbstfahrer in Anwendung kommen.

Benutzte Literatur. (Zu 1275/1276.)

[44] Struckmann, Neubau der dritten Schleuse in Münster. Zeitschr. f. Bauwesen, 1925, S. 42.
[45] Södertälje Canal Lock. Engineering, 1923, II., S. 225.
[46] Eger, Beiderseitig kehrende Schleusentore. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1924, S. 253.
[47] Brandt, Die Erweiterung des Södertälje-Kanals. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1925, S. 85.
[48] Georg Mahr, Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebs unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal. Berlin 1925.
[49] H. Krey, Neuere Versuche für Schiffsschleusen. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1914, S. 333.
[50] R. Winkel, Die hydromechanischen Vorgänge beim Schleusen eines Schiffes. Die Bautechnik, 1923, S. 324.
[51] R. Winkel, Verminderung der Schiffsbewegungen beim Schleusen durch besondere Schützgestaltung. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1923, S. 486.
[52] R. Winkel, Die Wasser- und Schiffsbewegungen beim Schleusenbetrieb mit langen und kurzen Umläufen. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1924, Nr. 39 und 45.
[53] Rogge, Prengel, Schinkel, Linnemann, Klatt, Die neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Zeitschr. f. Bauwesen, 1923, S. 187ff.
[54] Bericht über die Große Ausschußsitzung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt am 24. I. 1925. Zeitschr. f. Binnen-Schiffahrt, 1923, Heft 2/4.
[55] J. A. Ringers, Der Bau der neuen Seeschleuse in Ymuiden. V. D. J. Nachrichten, 1926, Nr. 8.

Quellennachweis der Figuren. (Zu S. 1277.)

Fig. Nr.	Quelle
24*	nach [45] und [46]
25*	nach [51]
26*	nach [51]

Elfter Teil.

II. Abschnitt.

Schiffahrtskanäle.

B. Technische Grundlagen.

Zu § 2. Wasserverbrauch. (S. 1341.)

Busemann hat in [43] hervorghoben, daß die Versickerung sich nicht in luftdichten Röhren und deshalb ohne Saugwirkung vollzieht. Liegt also der Grundwasserspiegel tiefer als die Kanalsohle, dann ist der höchste Überdruck nur die Wassertiefe des Kanals, einerlei wie tief der Grundwasserspiegel unter der Kanalsohle liegt. Auch bezüglich der wissenschaftlichen Ermittlung des Speisewasserbedarfs der Kanäle gibt die Abhandlung beachtenswerte Anregungen.

Zu § 4. Der Schiffahrtskanal als Kraftwasserstraße. (S. 1349—1353.)

In Ergänzung des hierzu Gesagten muß auf einen wertvollen Aufsatz K. Dantschers in [44] verwiesen werden, der sich zwar grundsätzlich mit diesen Darlegungen deckt, aber die Meinung zum Ausdruck bringt, daß man bei passender Bestimmung der Größen n und v (S. 1350) theoretisch mit einer größten Fließgeschwindigkeit von 0,6 bis 0,7 m/Sek. rechnen könne. Ob aber damit die Schiffahrt bestehen könne, müsse die Erfahrung zeigen. Das Schiff müsse dann, um steuerbar zu bleiben, mindestens eine Geschwindigkeit von 1 m/Sek. haben. Wenn man 0,7 m/Sek. in Hinblick auf den Schiffswiderstand vertreten könne, so sei das jedenfalls das äußerste, was die Schiffahrt an Geschwindigkeit vertrage, während für den Kraftkanal 0,7 m/Sek. nicht viel, jedenfalls nicht der wirtschaftlichste Wert der Fließgeschwindigkeit sei. Für die vergleichende Betrachtung der Querschnitte eines Schiffahrts- und Kraftkanals legt auch Dantscher einen Schiffahrtsquerschnitt zugrunde, der bei 0,7 m/Sek. Fließgeschwindigkeit in der Bergfahrt 1 kg/t Zugkraft liefert. Habe dieser z. B. 100 qm Wasserquerschnitt, so könne ein Werkausbau von 70 cbm/Sek. und darunter ohne weiteres verarbeitet werden. Werde aber ein größerer Werkausbau verlangt, dann müsse bei Beibehaltung der Fließgeschwindigkeit der Querschnitt im Interesse der Wasserkraftausnutzung vergrößert werden: ob nach der Tiefe oder Breite, sei eine Frage für sich. Die größere Tiefe vermindere den Schiffswiderstand, die größere Breite erleichtere die Schiffahrt. Es wird dann noch außer den Gegensätzlichkeiten in der Linienführung hervorgehoben, daß alle Straßen und Eisenbahnen, die den Schiffahrtskanal kreuzen, eine Höhenlage erfordern, die der lichten Schiffahrtshöhe entspricht, eine Bedingung, die beim Kraftkanal nicht auftritt. Endlich sei es nicht damit getan, im

Schiffahrtskanal bei der Kammerschleuse noch ein Krafthaus und im Kraftkanal noch eine Kammerschleuse anzubauen. Das große Schiff und besonders der für die Großschiffahrt notwendige Schiffszug brauche Stillwasser für die Schleusung. Das bedinge einen besonderen Umgehungskanal für die Schiffahrt bei jedem Krafthaus.

C. Bauliches.

Zu § 4. Dichtung des Kanalbettes und Befestigung der Ufer. (S. 1377—1379.)

Der von Sympher eingeführte muldenförmige Regelquerschnitt Fig. 1383/1384 auf S. 1327, ist dadurch gekennzeichnet, daß sich beiderseits auf die unter 1 : 16 ansteigende Sohle zunächst eine Böschung 1 : 4 aufsetzt. Ihr folgt unter Wasser eine Übergangsböschung 1 : 3, dieser im Bereich der Brandungswelle eine beschotterte Böschung 1 : 2 und von 1 m über Wasserspiegel ab eine Rasenböschung 1 : 1,5. In Ergänzung des S. 1379, erster Absatz, Gesagten ist zu bemerken, daß bei der Ausführung der Kanalstrecke Hannover — Peine des Mittellandkanals dieser Querschnitt dahin abgeändert worden ist, daß unter Ausschaltung der Böschung 1 : 3 die Böschung 1 : 2 bis herunter zu Böschung 1 : 4 geführt wird, wodurch der obere befestigte Teil 1 : 2 einen besseren Fuß für den Steinbewurf erhalten hat. Ferner hat der große Betrieb auf dem Ems-Weser-Kanal ergeben, daß auf dem befestigten Teil 1 : 2 die Steine herabrollen. Beim Lippeseitenkanal soll deshalb in Dichtungsstrecken, also dort, wo sich die Befestigung auf eine mit einer Schutzschicht bedeckte Tonschicht aufsetzt, die Neigung 1 : 3 statt 1 : 2 nach oben hin fortgesetzt werden. In den übrigen Kanalstrecken tritt an Stelle der Neigung 1 : 2 eine solche 1 : 2,5. Auch für die Fortsetzung des Mittellandkanals wird eine Verflachung des befestigten Teiles vorgesehen werden. Alle diese Maßnahmen bedeuten aber ein grundsätzliches Festhalten an dem Muldenquerschnitt.

Zu § 5. Anordnung der Schleuseneinfahrt. (S. 1382—1384.)

Zu dem S. 1382 gemachten und in den Fig. 1441/1443 erläuterten Vorschlage, die Leitwerke genau in der Verlängerung der einen Kammermauer anzuordnen, weil dann die Schiffe am bequemsten in die Schleuse einfahren könnten, und die daran geknüpfte abfällige Beurteilung der hiervon abweichenden Anordnung der Leitwerke der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals, Fig. 1445, äußert sich Georg Mahr in [45] wie folgt: »Das letzte Schiff des ausfahrenden Schleppzuges steht in dem Augenblick, wo sein Heck die Schleuse verläßt, noch fast genau in der Schleusenachse. Erst von da ab kann es merkbar drehen, um die Fahrstraße frei zu machen. Es hat eine Längsgeschwindigkeit von etwa 1 m/Sek., wird also, bis es genügend zur Seite gewichen ist, noch mindestens $^1/_2$—$^1/_3$ Schiffslängen zurückgelegt haben. Aus Sicherheitsgründen muß demnach die Spitze des einfahrenden Schleppzuges etwa 1 + 1 = 2 Schiffslängen von der Schleuse abbleiben. Bei einer mittleren Einfahrtsgeschwindigkeit von 0,6 m/Sek. und einer Schiffslänge von 80 m beträgt dann die Dauer des äußeren Verlustes:

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{80}{1,0} + \frac{2 \cdot 80}{0,6} = 53 + 267 = 320 \text{ Sek.}$$

Die Leitwerke an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals sind nicht gerade, sondern weichen zunächst von der Schleuse an auf eine Schiffslänge um eine Schiffsbreite zurück und verlaufen dann noch etwa 40 m weiter parallel zur Schleusenachse. Hier

kann also die Spitze des wartenden Schleppzuges unbedenklich bis auf eine Schiffslänge an die Schleuse heranrücken. Bei der kürzeren Einfahrtstrecke sei die mittlere Geschwindigkeit 0,5 m/Sek. Dann ist die Dauer des äußeren Verlustes:

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{80}{1,0} + \frac{80}{0,5} = 53 + 160 = 213 \text{ Sek.},$$

wie auch in Wirklichkeit gemessen wurde. Der sanfte Knick zwischen Leitwerk und Schleuse hat, entgegen den Befürchtungen von Engels, im wirklichen Betriebe keinerlei Schwierigkeiten bereitet, wohl aber ist dadurch eine beträchtliche Zeitersparnis erreicht worden. Die Anlagen am Rhein-Herne-Kanal müssen deshalb als die zweckmäßigeren bezeichnet werden.«

Angesichts dieser Betriebserfahrung, wonach also der Knick zwischen Leitwerk und Schleuse keinerlei Schwierigkeiten bereitet, ist die Überlegenheit der Anordnung nach Fig. 1445 über die nach Fig. 1441/1443 zuzugeben.

Der vorgenannte »äußere Verlust« ist der zwischen der Ausfahrt des einen und der Einfahrt des nächsten Schleppzuges entstehende Zeitverlust.

Anstatt der S. 1384 erwähnten Treidellokomotiven werden auch elektrisch angetriebene Spills verwendet, die z. B. an der Schleuse Wernsdorf des Oder-Spree-Kanals den 600 t-Kähnen nach 30 Sekunden eine Geschwindigkeit von 0,5 m/Sek. erteilen [46]. Insbesondere bei sehr langen Schleusen sind aber die elektrischen Treidellokomotiven (Schleppwagen) vorteilhafter als Spillanlagen, weil sie mit den Kähnen mitgehen und das Aufnehmen und Wechseln der Trossen wesentlich erleichtern. Endlich kann auch das Ein- und Ausfahren der Kähne mit Hilfe kleiner Bugsierdampfer erfolgen. Im Rhein-Herne-Kanal werden diese Dampfer mitgeschleust. Aus den in [45] mitgeteilten vergleichenden Messungsergebnissen geht aber die Überlegenheit des Schleppwagenbetriebes hervor.

Benutzte Literatur. (Zu S. 1413/1414.)

[43] Busemann, Grundlegende Abmessungen und Speisewasserbedarf neuer Hauptwasserstraßen. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1919, S. 508/509.
[44] K. Dantscher, Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung. Wasserkraft-Jahrbuch, 1924, S. 293.
[45] Georg Mahr, Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebs unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal. Berlin 1925.
[46] Gröhe, Spillanlage der Schleusen Wernsdorf. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1901, S. 592.

Zwölfter Teil.

Häfen.

C. Binnen-Seehäfen.

Zu § 3. Form und Abmessung der Hafenbecken. (S. 1473/1474.)

Aus den diesbezüglichen Erörterungen des internationalen Schiffahrtskongresses in London 1923 [71] ist hervorzuheben, daß der Chefingenieur des Londoner Hafens, Cyrill Kirkpatrik die Forderung vertrat, daß zur Zeit die Zufahrtschleusen zu einem erstklassigen Seehafen mindestens 335 m lang, 40 m breit und 13,7 m tief sein müssen. Diese Tiefe müsse auch bei niedrigster Nipptide vorhanden sein, denn gerade die größten Schiffe vertrügen, da sie Fahrgastschiffe seien, am allerwenigsten irgendwelchen unnötigen Aufenthalt. Der Abteilungsbeschluß besagt: Reine Frachtschiffe in ganz großen Abmessungen werden in nächster Zeit kaum gebaut werden; die Schwierigkeit, für solche Riesen immer volle Fracht zu finden, ist zu groß. Überhaupt sollte planmäßige Wirtschaft nicht nur die Wirtschaftlichkeit der Schiffe berücksichtigen, sondern auch die großen Kosten, die ein übermäßig großes Schiff dem Hafen auferlegt.

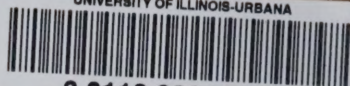
Zu § 4. Ausrüstung, Leistungsfähigkeit und Betrieb.

Dem Bericht über die Verhandlungen des internationalen Schiffahrtskongresses in London 1923 in [71] sei noch hinsichtlich der Ausrüstung von Schiff und Hafen folgendes entnommen. Die Leistungsfähigkeit eines Hafens kann schneller und leichter durch Verbesserung der Ausrüstung als durch Verlängerung der Kaistrecken gesteigert werden (s. a. S. 1425). Es entsteht nun die Frage: darf man das Ladegeschirr der Schiffe bei der immer vollkommener werdenden mechanischen Ausrüstung der Häfen einschränken, besonders in Hinblick darauf, daß die Hafenausrüstungen in der Regel wirtschaftlicher arbeiten als das Ladegeschirr der Schiffe? Es unterliegt keinem Zweifel, daß man durch solche Einschränkungen die Schiffe erleichtern kann. Es ist aber hierbei zu beachten, daß in der Seefahrt Notfälle eintreten können, in denen das Schiff auf sich allein angewiesen ist: eine mangelhafte Ausrüstung könnte sich dann bitter rächen. So ist dem Kongreßbeschluß nur beizupflichten: In den meisten Fällen ist die Benutzung der Hafenausrüstungen der des Ladegeschirrs des Schiffes vorzuziehen, da die ersteren wirtschaftlicher arbeiten. Trotzdem muß jedes Schiff mit Einrichtungen versehen sein, die zum Löschen seiner gewöhnlichen Ladung genügen.

Benutzte Literatur. (Zu S. 1631—1633.)

[71] Werft, Reederei, Hafen, 1923, S. 523ff.

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.


UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 082148757